

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES
DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE TITRE D'INGÉNIEUR DOCTEUR

PAR

Khosrov PAKDAMAN

1^{re} THÈSE. " Contribution à l'étude des contraintes au sein d'un massif pulvérulent semi-infini et homogène".

2^e THÈSE. Propositions données par la Faculté.

Soutenues le 8 Juin 1959 devant la Commission d'examen.

MM. THIRY

Président.

CAQUOT

Membre de l'Institut.

MALAVARD

GAUTHIER

} *Examineurs.*

THESES

présentées

A LA FACULTE DES SCIENCES DE L'UNIVERSITE DE PARIS

Pour obtenir le titre d'Ingénieur-Docteur

par

Mr. Khosrow PAKDAMAN

1ère THESE :

CONTRIBUTION A L'ETUDE DES CONTRAINTES AU SEIN D'UN MASSIF PULVERULENT SEMI-INFINI et HOMOGENE.

2ème THESE :

FORCE PORTANTE DU SOL DE FONDATION ET DE LA CHAUSSEE EN FONCTION DE SA CONSTITUTION ET DE SON ETAT HYGROMETRIQUE.

Soutenues le 8 juin 1959

devant la Commission d'Examen

M. le Professeur THIRY

- Président

M. le Professeur GAUTHIER

M. le Professeur MALAVART

et

- Examineurs

M. CAQUOT, Membre de l'Institut





Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41556009_0028

A mes parents,

A Madame HELLEU

Ambassadrice de France

Secrétaire Générale de l'Association "FRANCE-IRAN"

A M. le Professeur THIRY

qui m'a fait le très grand honneur de présider cette thèse.

A M. le Professeur GAUTHIER

A M. le Professeur MALAVART

A M. A. CAQUOT

- Membre de l'Institut
Président du Comité Française de Mécanique des Sols.

A M. R. L'HERMITE

- Directeur du C.E.B.T.P.

A M. R. L'HERMINIER

- Ingénieur E.P.
Sous-Directeur du C.E.B.T.P.

A M. HABIB

- Ingénieur E.P. - Docteur es-Sciences
Chef de la Section des Recherches de Mécanique des Sols. au
C.E.B.T.P. qui m'a donné des conseils profitables.

A.M. J. BERNEDE

- Ingénieur au C.E.B.T.P.
qui m'a aidé dans la mise au point des expériences.

A tous les ingénieurs, assistants et préparateurs du Service "SOL et FONDATIONS" du C.E.B.T.P.

A M.M. PETON et MAUNY

assistant et préparateur du C.E.B.T.P.
qui ont apporté tous leurs soins à l'exécution des expériences.

Cette étude a été entièrement exécutée à la section des recherches du service des
"SOL ET FONDATIONS" du CENTRE EXPERIMENTAL DU BATIMENT ET DES
TRAVAUX PUBLICS.

Qu'il me soit permis de présenter mes remerciements aux dirigeants de ce Centre
pour les facilités et l'aide qu'ils m'ont accordées dans l'exécution de ce travail.

- P R E F A C E -

L'expérimentation des conditions d'équilibre des milieux pulvérulents est très difficile en raison, d'une part de la nécessité de réaliser un milieu homogène, d'autre part de l'altération des conditions d'équilibre par l'appareil de mesure noyé dans le milieu.

Une faible variation de compacité du milieu dans une zone déterminée, entraîne une variation correspondante du coefficient de frottement interne, et comme les conditions d'équilibre font intervenir ce coefficient dans l'exposant de fonctions exponentielles, les mesures correspondantes ont une forte variation.

Monsieur PAKDAMAN, dans l'étude ci-jointe, s'est attaché à déterminer les causes d'erreur et à les réduire.

Il a mis au point avec grand soin le remarquable appareil de M. HABIB qui, par ses faibles dimensions et son principe, modifie peu les propriétés mécaniques du milieu pulvérulent.

Grace à l'étude des différentes causes d'erreur, les mesures ne sont pas entachées d'une erreur de 10 %, ce qui est remarquable dans de telles expériences.

Monsieur PAKDAMAN a de même déterminé la relation entre la densité et l'angle de frottement pour le corps pulvérulent utilisé, le sable de Seine, et, possédant ainsi les éléments nécessaires, il a abouti à des résultats très intéressants. L'influence du frottement sur les parois modifie d'une façon essentielle le régime des contraintes du milieu indéfini, et les premières expériences ont permis de se mettre à l'abri de cette cause d'erreur.

Abordant le problème de l'équilibre d'une bande chargée superficiellement, l'auteur confirme la majoration déjà connue des contraintes sous la charge, mais il montre en outre, que cette concentration augmente avec la valeur absolue de la charge appliquée.

Le module de déformation de sable augmente avec la grandeur de la contrainte.

Par d'autres séries d'expériences ingénieuses, l'auteur détermine le coefficient de Poisson du milieu, voisin de 0,5; il vérifie l'application de la formule de Kötter à un glissement circulaire ainsi que l'expression que nous avons donnée pour la charge limite d'une bande indéfinie en surface.

L'étude de Monsieur PAKDAMAN est remarquable par les résultats obtenus grâce à l'ingéniosité des méthodes, et les soins apportés pour éviter les causes d'erreurs expérimentales.

Septembre 1960

A. CAQUOT.

INTRODUCTION

Il est souvent demandé à l'ingénieur de définir les conditions des contraintes et des déformations en chaque point d'une structure pour les charges qu'elle doit supporter; il doit aussi étudier la qualité des matériaux et les dimensions des éléments de l'ouvrage afin de rester dans les limites des contraintes admissibles pour les matériaux utilisés sans oublier l'aspect économique du problème. Il lui est donc nécessaire de connaître la valeur des contraintes transmises aux différents points d'une structure.

Mais la répartition des contraintes dans les corps est très mal définie; à vrai dire, sauf dans de rares matériaux pour lesquels les relations entre contraintes et déformations suivent des lois bien définies dans certaines limites de chargement, on ne connaît pas la loi exacte de la distribution des effets d'une charge dans un corps. L'existence d'un domaine élastique chez un certain nombre de matériaux a permis aux ingénieurs l'application des lois provenant de la théorie de l'élasticité dans le calcul de la résistance des matériaux. C'est encore à l'aide de cette théorie qu'on arrive à trouver les expressions donnant le tenseur des contraintes en tout point d'un massif semi-infini soumis à une surcharge (BOUSSINESQ).

Les expressions données par la théorie perdent leur rigueur et leur exactitude, au fur et à mesure qu'on s'éloigne des hypothèses fondamentales sur lesquelles elles sont basées. Les matériaux de construction ayant des caractéristiques plus ou moins différentes de celles des corps idéaux, l'application des expressions données par la théorie pour trouver la distribution des contraintes ou leur déformation pose souvent des problèmes délicats à résoudre.

Parmi ces matériaux, le sol a des caractéristiques complexes. On le considère comme un corps semi-élastique; pour certains calculs et dans certaines limites, on utilise des formules provenant de la théorie de l'élasticité; pour d'autres, on se sert des expressions provenant de la théorie de la plasticité. Mais les limites et les conditions qui servent à distinguer le domaine d'application de chacune de ces théories sont incertaines.

La détermination de la distribution des contraintes par des mesures directes dans les modèles réduits ou dans les ouvrages peut fournir une base empirique pour les calculs et pour d'autres recherches. Celles-ci n'ont pas encore été possibles à cause du manque d'appareils convenables pour enregistrer les contraintes réelles régnant dans un massif.

En plus des difficultés que présente la réalisation de tels appareils et qui sont manifestes quand on voit le grand nombre de procédés qui ont été déjà utilisés, la mesure des contraintes dans un massif de sol se heurte à d'autres problèmes dont certains résultent de l'hétérogénéité du sol et d'autres de la mise en place et de l'adaptation des appareils de mesure dans le sol. En principe, l'introduction dans un massif d'un corps dont les caractéristiques contraintes/déformations diffèrent de celles du milieu, crée une distribution particulière des contraintes au voisinage de ce corps. Ceci peut-être une première source d'erreur; mais il ne faut pas oublier que l'application des théories s'accompagne, bien entendu, d'hypothèses qui simplifient le problème et les conditions aux limites; on voit que les formules provenant des théories basées sur ces hypothèses ne donnent pas toujours la valeur réelle des contraintes dans le massif. Le degré de ces différences varie d'un point à l'autre du milieu; il est donc difficile de prévoir jusqu'à quel point ces différences atteignent la validité des théories.

Ainsi, nous voyons que cette tendance à condamner les capteurs dès qu'ils mesurent des contraintes différentes de celles que donne la théorie n'est pas toujours bonne. Nous devons être très prudents pour interpréter les résultats et nous efforcer de mettre au point méthodes et appareils de mesure de façon à pouvoir interpréter convenablement les valeurs obtenues par la mesure directe.

On s'aperçoit donc que la mesure des contraintes dans les sols n'est que dans ses premières phases de développement et qu'il reste encore beaucoup à faire en ce qui concerne les méthodes de mesure.

Cette étude, dans laquelle nous présentons un nouveau capteur de contraintes pour les sols avec les résultats de ses premières utilisations sur modèles réduits, n'apportera peut-être pas une solution définitive à ces problèmes, mais elle pourrait être d'une contribution utile pour les élucider



R E S U M E

Cette étude a été entreprise en vue de rechercher expérimentalement la répartition des contraintes dans un massif pulvérulent homogène et semi-infini et de situer le domaine d'application des formules théoriques de l'élasticité ou de la plasticité à ces massifs.

La mesure expérimentale des contraintes posant de sérieuses difficultés la mise au point d'un capteur d'un type nouveau a été tentée.

L'étude comprend trois parties distinctes :

La première partie est une étude des caractéristiques des capteurs de contraintes dans les sols, et des conditions auxquelles ils doivent satisfaire pour donner le meilleur résultat.

Dans la deuxième partie nous avons présenté un nouveau capteur : le dynamomètre à friction, qui tient compte des considérations exposées au cours de la première partie.

Enfin la troisième partie est consacrée à la présentation des résultats obtenus en utilisant ce capteur pour mesurer des contraintes dans un massif pulvérulent en modèle réduit. Nous avons utilisé ce capteur pour évaluer expérimentalement :

- a - La répartition des contraintes sur le fond d'une caisse remplie d'un sable uniformément chargé sur toute sa surface.
- b - La répartition des contraintes sur un plan horizontal à la profondeur Z et la recherche des limites de l'équilibre élastique.
- c - La valeur du coefficient de poussée latérale du sable sous une semelle chargée.
- d - La valeur du coefficient de poussée latérale du sable au repos.
- e - La valeur des composantes normales des contraintes sur une ligne de glissement dans un massif à la limite de la rupture.

Nous avons observé des phénomènes intéressants en comparant les résultats expérimentaux avec les valeurs trouvées par les formules théoriques, et nous avons tenté d'expliquer des phénomènes observés.

Cette étude ne traite en principe que les problèmes à deux dimensions.

OBJET DE LA PRESENTE RECHERCHE

La présente recherche est essentiellement entreprise pour trouver des lois empiriques de la répartition des contraintes dans les massifs pulvérulents à l'aide d'un nouvel appareil de mesure des contraintes, et pour définir les zones d'application des formules théoriques dans les massifs.

Nous allons présenter notre étude comme suit :

Dans la première partie, nous examinerons rapidement les différents types de capteurs qui ont été utilisés jusqu'à présent dans les sols, avec une étude bibliographique des recherches antérieures dans ce domaine. Nous discuterons ensuite des erreurs que chaque modèle est susceptible d'introduire dans les mesures. Nous présenterons, enfin, à titre d'exemple, quelques capteurs utilisés pour la mesure des contraintes dans les sols jusqu'à maintenant.

Dans une seconde partie, nous présenterons un nouveau capteur de contraintes d'une conception différente des précédents.

La troisième partie est consacrée à la présentation et interprétation des résultats des premières mesures faites avec cet appareil pour déterminer la distribution des contraintes au sein des massifs pulvérulents à l'échelle de modèles réduits, et nous comparerons les résultats expérimentaux avec ceux que les formules théoriques permettent de prévoir.

#

PREMIERE PARTIE

LES APPAREILS DE MESURE DANS LE SOL

II - GENERALITES.

III - HISTORIQUE.

A notre connaissance, le premier capteur de pression dans le sol a été conçu par Goldbeck en 1916. Nous le présenterons en détail plus loin.

Goldbeck signala la grande influence du mouvement relatif de membrane des capteurs par rapport au sol. Plusieurs chercheurs ont étudié les effets de la présence du capteur dans le sol et ont cherché à définir leur dimension relative la plus avantageuse au point de vue de précisions des mesures.

Kögler et Scheidig (1927) sont des premiers à attirer l'attention sur les difficultés que présente la mesure exacte des contraintes dans un massif de sol.

Ils ont cherché à l'aide d'une méthode, d'ailleurs critiquable, à déterminer les lignes d'égalité des pressions normales dans un massif. Ils ont aussi signalé l'influence de la raideur de la membrane du capteur sur les mesures.

Carlson (1939) fit adapter son appareil de mesure des contraintes dans le béton à la mesure des contraintes dans les sols.

Benkelman et Lancaster (1941), en utilisant des capteurs de Goldbeck modifiés et de diamètres différents firent une étude sur les effets de la présence des capteurs dans le sol sur l'état des contraintes dans le massif.

En 1944, à U.S. Water Way Experiment Station, on a mis au point un nouvel appareil afin de déterminer l'effet de saillie des capteurs placés contre un mur rigide sur la distribution des contraintes.

Peattie et Sparrow (1954) ont entrepris des recherches dans le même sens que W.E.S. à l'aide des capteurs qu'ils appellent capteurs standards (fig.1-5) et ont étudié systématiquement l'influence des différentes caractéristiques mécaniques du capteur sur les erreurs.

Kallstenius et Bergau (1956) étudièrent l'effet du déplacement relatif des membranes des capteurs et du massif sur la mesure des contraintes et proposèrent un nouveau capteur. (fig.1-6).

Habib (1957) présente le principe du dynamomètre à friction.

Le principe du plus important de ces capteurs avec leur dessin seront présentés au paragraphe suivant.

Parallèlement aux recherches expérimentales, quelques auteurs ont cherché à déterminer théoriquement l'influence du capteur sur la distribution des contraintes dans le sol. Carlson (1939), Kjellmann (1943), Taylor (1947) et Hast (1949) ont donné les expressions théoriques des erreurs en fonction du diamètre et autres caractéristiques mécaniques des témoins.

112 - CONSIDERATIONS GENERALES SUR LES TYPES DE CAPTEURS

La plupart des capteurs de contraintes dans les sols utilisent une transmission du type électrique ; très peu transmettent la pression par l'intermédiaire d'un circuit hydraulique.

Ici, nous les classons dans deux catégories distinctes selon le mouvement relatif de leur membrane par rapport au massif.

1 - Les capteurs dont la membrane a un déplacement relatif au massif.

2 - Les capteurs dont la membrane n'a pas de déplacement relatif au massif.

D'après la rigidité de leur membrane et la direction du déplacement de celle-ci par rapport au massif, nous classons les capteurs de la première catégorie dans les trois séries suivantes :

a - Le capteur a comme membrane une paroi rigide et mobile qui pénètre dans le massif (fig.1-1).

b - Le capteur a comme membrane une paroi rigide et mobile qui, sous l'effet de la pression du sol, tend à se déplacer vers l'extérieur du massif (fig.1-7).

c - Le capteur a une paroi flexible et sensible sur laquelle on adapte la jauge de contrainte.

Le plus connu des capteurs de la série "a", est le capteur conçu par Goldbeck. La pression du sol agissant sur la membrane de ce capteur est contrebalancée par une pression d'air qu'on mesure (fig.1-1).

Dans les capteurs de la série "b", l'effet des contraintes et du déplacement de la membrane rigide vers l'extérieur du massif est transmis à l'aide d'un liquide à une membrane sensible reliée à la jauge des contraintes.

Dans cette série, nous présenterons, à titre d'exemple, le capteur Carlson et le capteur de Waterway Experiment Station.

Les capteurs de la 3ème série sont nombreux, nous présenterons, à titre d'exemple, le capteur de California State HIGHWAY et le capteur présenté par Peattie, nommé "Standard".

Des capteurs dont la paroi n'a pas de mouvement relatif au sol sont rares. Nous présenterons plus loin un capteur de ce genre confectionné sur le principe des dynamomètres à friction.

113 - EXEMPLE ET PRESENTATION DE QUELQUES CAPTEURS UTILISES POUR LA MESURE DES CONTRAINTES DANS LE SOL.

Nous présentons, à titre indicatif et sommairement quelques capteurs utilisés par différents chercheurs pour mesurer des contraintes dans le sol.

- 1 -	Capteur Goldbeck	1ère catégorie - Série "a"
- 2 -	Carlson	" b "
- 3 -	Waterway Experiment Station	" c "
- 4 -	California State Highway	" c "

- 5 - Capteur Standard de Peattie 1ère catégorie - Série "c"
- 6 - - Suédois de Kallstenius - - - -
- 7 - - Charbon de pile 2ème -
- 8 - - Dynamomètre à friction (2ème catégorie) et qui sera présenté en 2ème partie.

1131 - LE CAPTEUR DE GOLDBECK

Ce capteur fut inventé en 1916 (Goldbeck 1916). La figure 1-1 représente section latérale de ce capteur.

Le capteur est constitué d'une boîte métallique en forme de cylindre dont une extrémité est ouverte. Un piston métallique amovible est ajusté librement à cette extrémité et est tenu juste au niveau du bord de la boîte par un diaphragme mince métallique.

Un bouton de contact est soigneusement monté à l'intérieur de la boîte de façon à être en contact avec le piston. Une gaine de 3mm de diamètre et contenant un fil conducteur est fixée sur le côté du capteur et va jusqu'à la surface du terrain. Le fil est relié au bouton de contact et son diamètre permet le passage libre de l'air comprimé dans la gaine.

On a habituellement des capteurs de 13,5 cm de diamètre et 4 cm d'épaisseur.

La pression du sol agissant sur le piston le maintient en contact avec le bouton; on applique la pression de l'air à l'intérieur du piston et au moyen d'un enregistreur électrique on enregistre la pression pour laquelle le piston se détache du contact électrique intérieur; on peut donc dire que la pression de l'air dans le piston s'est égalée à la pression du sol sur le piston.

Différentes sortes de capteurs basés sur ce même principe sont construits et tous fonctionnent de la façon citée ci-dessus.

Un des inconvénients dans ces capteurs, c'est toujours l'effet du mouvement du piston contre le sol qui peut avoir des effets importants sur les pressions enregistrées par les capteurs. D'après Goldbeck et Seaquist le mouvement relatif du piston contre le sol pour interrompre le contact électrique doit être de l'ordre de 0,005 à 0,01 mm pour une pression appliquée de l'ordre de 1,2 kg/cm².

En effet, ce déplacement relatif peut mobiliser une partie de la résistance passive du sol ce qui peut donner des valeurs plus grandes pour la pression statique qui agissait avant le déplacement sur le piston.

Dans la mesure de la pression du sol dans les ouvrages d'art, la grandeur de la pression et le vieillissement du capteur nécessitent de grands déplacements du piston, ce qui conduit à des erreurs remarquables dans les mesures.

D'autre part, le circuit électrique de ces capteurs crée souvent des inconvénients sérieux. En effet, il arrive souvent de constater que pour un même état de chargement et de lectures successives, il faut l'application de différentes pressions de l'air pour couper le contact. Une des causes de cet effet peut être l'introduction de l'humidité dans le capteur, soit par une fuite ou par la condensation de l'air comprimé.

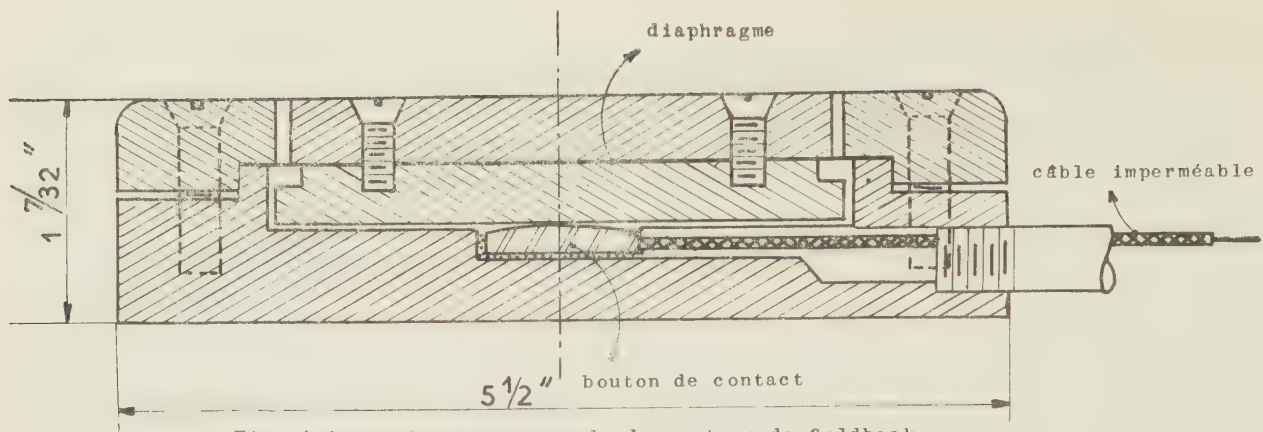


Fig. 1-1. section transversale du capteur de Goldbeck

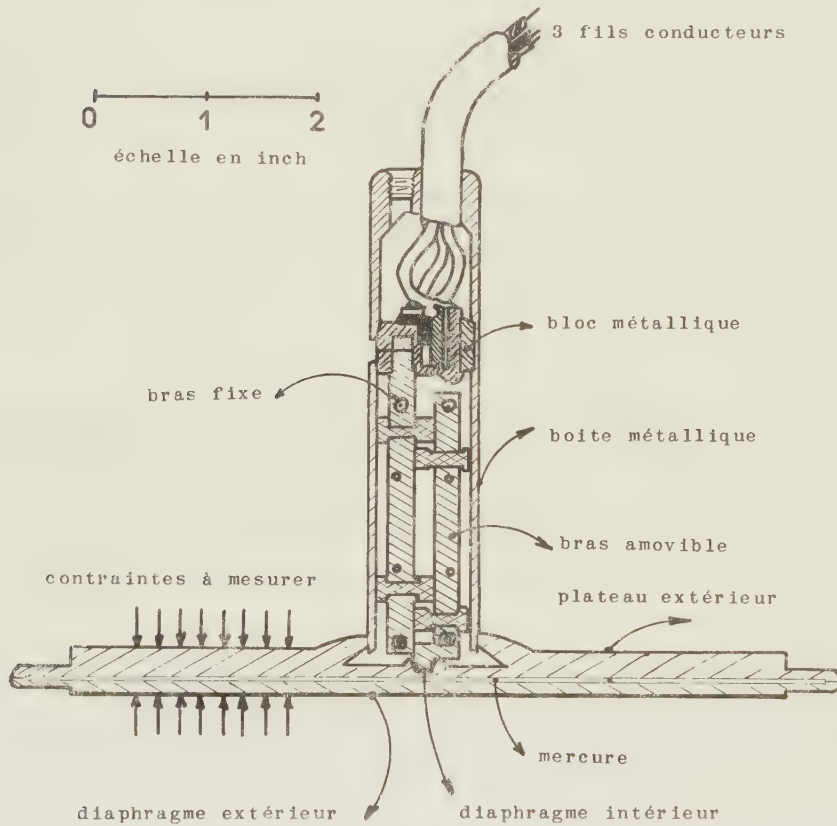


Fig. 1-2. Section latérale de l'appareil de Carlson

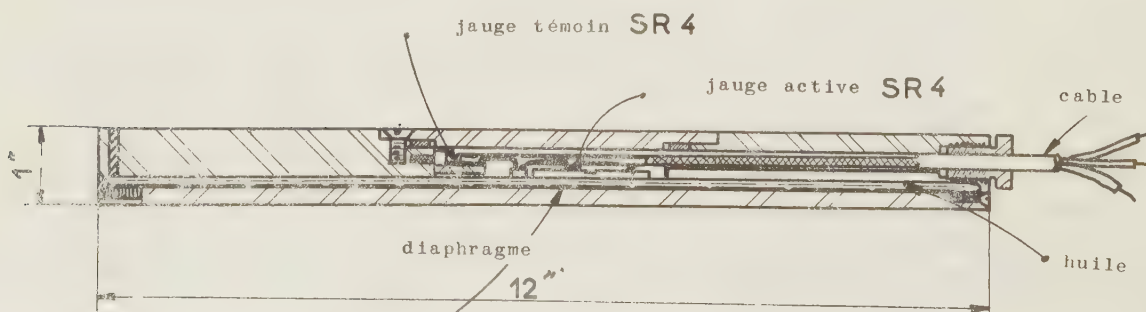


Fig. 1-3. Section transversale du Capteur de U.S. Waterways Experiment Station

1132 - EXTENSOMETRE DE CARLSON

Cet appareil est une adaptation de l'appareil de mesure de Carlson (Carlson 1935) pour la mesure des contraintes dans le béton. Il a été utilisé pour la mesure de la pression des sols sur un mur rigide avec un montage spécial.

Sur la figure 1-2, on trouve une section transversale de ce capteur.

La pression du sol agissant sur un disque circulaire est transmise par un liquide à un diaphragme métallique et la déflexion de celui-ci agit sur un extensomètre.

Le disque de face et le disque de derrière qui est plus épais sont reliés sur leur périmètre de façon à constituer un espace mince entre eux. Les bords de ces disques sont fabriqués minces pour être flexibles, et au milieu du disque de derrière, on adapte un diaphragme.

L'extensomètre est relié derrière le disque de base et son bras amovible est attaché au centre du diaphragme.

On remplit de mercure le petit espace entre les deux plaques.

La pression agissante sur le disque de face est transmise par le mercure au diaphragme, qui fléchit proportionnellement. Deux bobines de fils résistants sont montées entre le bras fixe et le bras amovible de l'extensomètre de manière que, lorsqu'on applique une pression, la tension électrique augmente dans une bobine et diminue dans l'autre; le changement de l'intensité du courant étant opposé dans les deux bobines, son effet est doublé.

La déflexion du diaphragme dans le dynamomètre sous l'effet de la pression appliquée produit une variation de courant dans l'extensomètre. Le rapport de ces variations de courant dans les bobines est une fonction de la pression appliquée et est enregistré à l'aide d'un pont de Kelvin.

L'application du maximum de pression crée dans cet extensomètre une variation de l'ordre de $\frac{25}{1.000}$ mm. De même, elle produit un déplacement de membrane vers l'extérieur du massif. L'inconvénient causé par ces capteurs, en plus de l'influence de la saillie du capteur sur la distribution des contraintes est sa grande sensibilité devant un changement minime de résistance dans le circuit qui peut causer des erreurs appréciables dans les mesures.

1133 - LE CAPTEUR DE "WATERWAYS EXPERIMENT STATION"

La figure 1-3 représente une section de ce capteur. Il est composé de deux disques reliés entre eux sur leur périmètre. Un des disques (disque de base) est plus épais et comporte une fente périphérique qui forme un joint flexible entre les deux disques. Un diaphragme est ajusté sur le disque de base. La chambre de jauge formée ainsi est fermée par un couvercle plat. Un câble s'introduit dans cette chambre par une bague placée sur le côté du disque de base. L'espace formé entre les deux disques est rempli d'huile. La pression appliquée sur la plaque de face est transmise par l'huile au diaphragme. Ce chargement produit des contraintes radiales et tangentiels qui sont maximum au centre du diaphragme.

La contrainte radiale est mesurée à l'aide d'une jauge "S.R. 4" électrique. Une jauge de compensation est montée dans la chambre des jauges sur une pièce métallique non chargée. Le changement des contraintes sur le diaphragme est mesuré à l'aide d'un pont de Wheatstone.

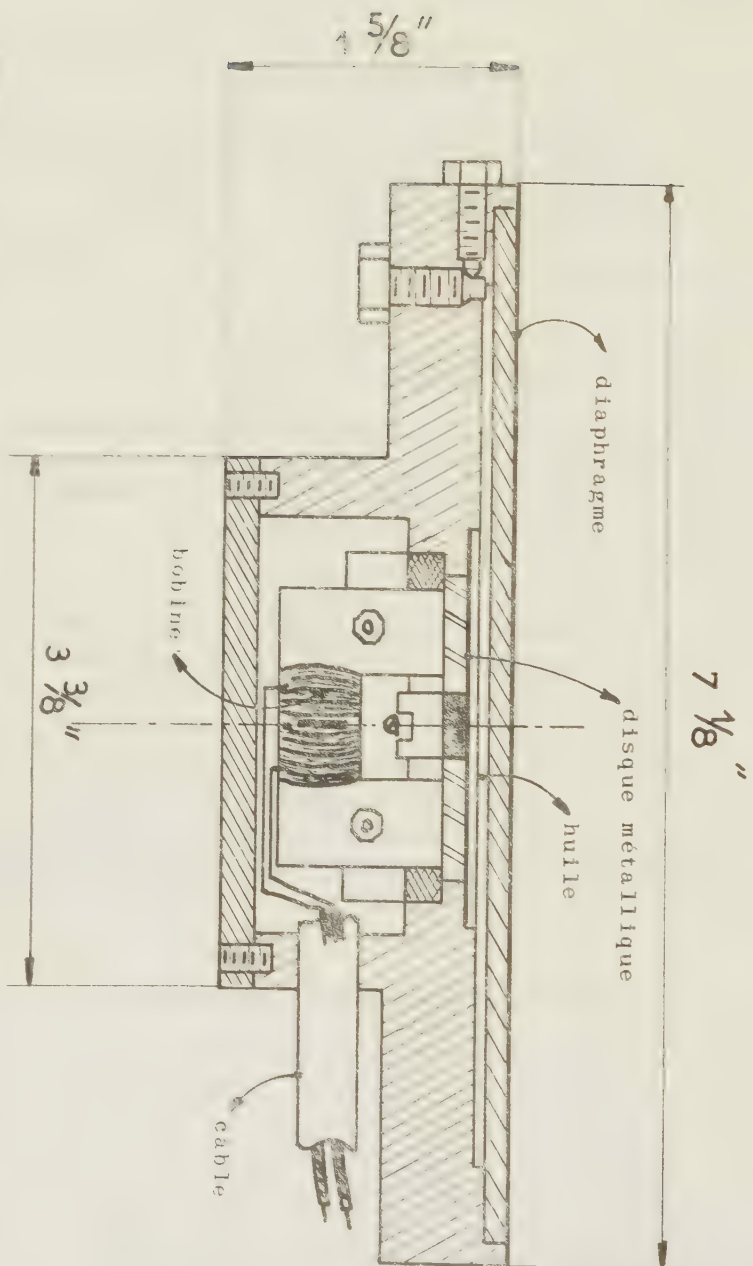


Fig. 1-4. Section transversale du capteur de California State Highway Departement

Les dimensions de ces capteurs varient entre 70 et 600 mm de diamètre et de 13 à 20 mm d'épaisseur.

L'utilisation de ce capteur présente les mêmes inconvénients que les précédents.

1134 - LE CAPTEUR DE CALIFORNIA STATE HIGHWAY

Ce capteur est conçu spécialement pour la mesure des contraintes sous les chaussées, chargées par des engins mobiles (fig.1-4).

Un diaphragme extérieur est encastré sur sa circonférence au corps du capteur et forme une mince chambre cylindrique pour l'huile. La pression appliquée sur le diaphragme extérieur est transmise par l'huile à un diaphragme plus léger. Un disque d'acier est tenu contre le diaphragme extérieur à l'aide d'un ressort plat et est séparé par un petit espace d'air des bras d'un électro-aimant en forme de U, la déflexion du diaphragme extérieur diminue l'entrefer entre les disques et les pôles de l'électro-aimant.

Un anneau rigide limite la course du disque au déplacement nécessaire pour les charges pour lesquelles le capteur est conçu.

Le mouvement du disque métallique change le flux magnétique des électro-aimants et agit sur la résistance magnétique du circuit. On monte ce capteur parallèle à un autre capteur de même genre mais non chargé sur un circuit en pont. Quand un des capteurs subit l'effet des pressions, un déséquilibre proportionnel aux charges appliquées, se crée dans le circuit de pont.

Ces capteurs sont utilisés pour les mesures de courte durée.

1135 - LES CAPTEURS EN CHARBON

Ce genre de capteur est un des premiers qui ait été utilisé pour la mesure de la pression des sols. Malgré de nombreuses tentatives pour l'emploi de ces capteurs dans les mesures des pressions des sols, on n'a jamais atteint de succès considérables.

L'élément de mesure de ces capteurs est essentiellement composé de petites billes en charbon placées entre deux disques métalliques. Quand une pression est appliquée aux extrémités des billes, leur résistance diminue. Ce changement de résistance est assez grand pour être mesuré par un pont Wheatstone. Le principal inconvénient de ces appareils est l'instabilité de leur étalonnage. En effet, si après une expérience, on réétalonne ces capteurs, on n'obtient jamais les valeurs d'étalonnage initial.

Ces capteurs peuvent servir pour des expériences dynamiques et des expériences statiques de courte durée.

12 - LES SOURCES D'ERREURS DANS LES MESURES AVEC CES CAPTEURS :

L'étude des travaux antérieurs montre que les erreurs dans les mesures sont particulièrement dues :

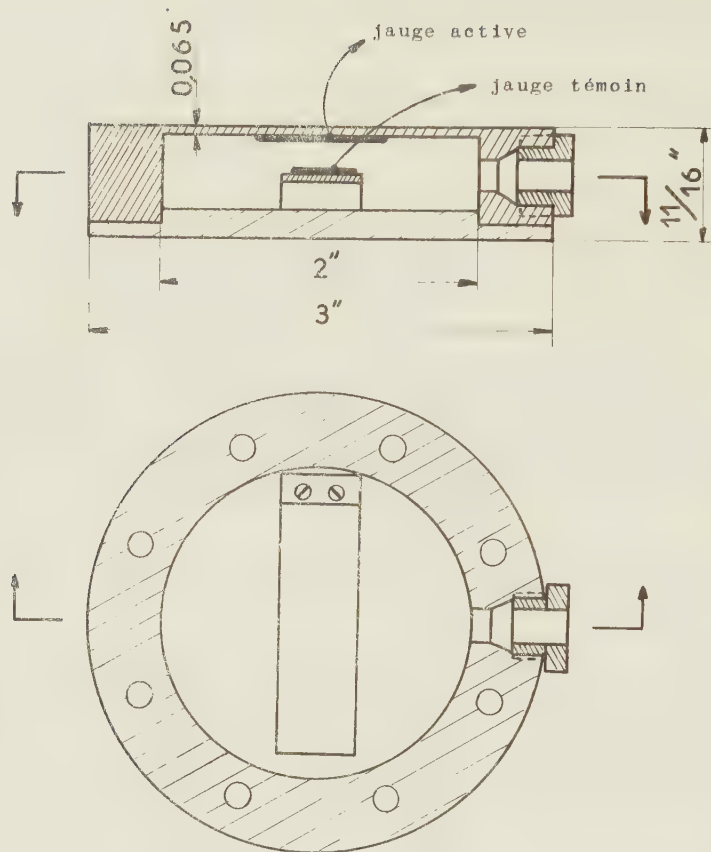


Fig. 1-5. Le Capteur Standard - type du capteur de Sparrow et Peattie

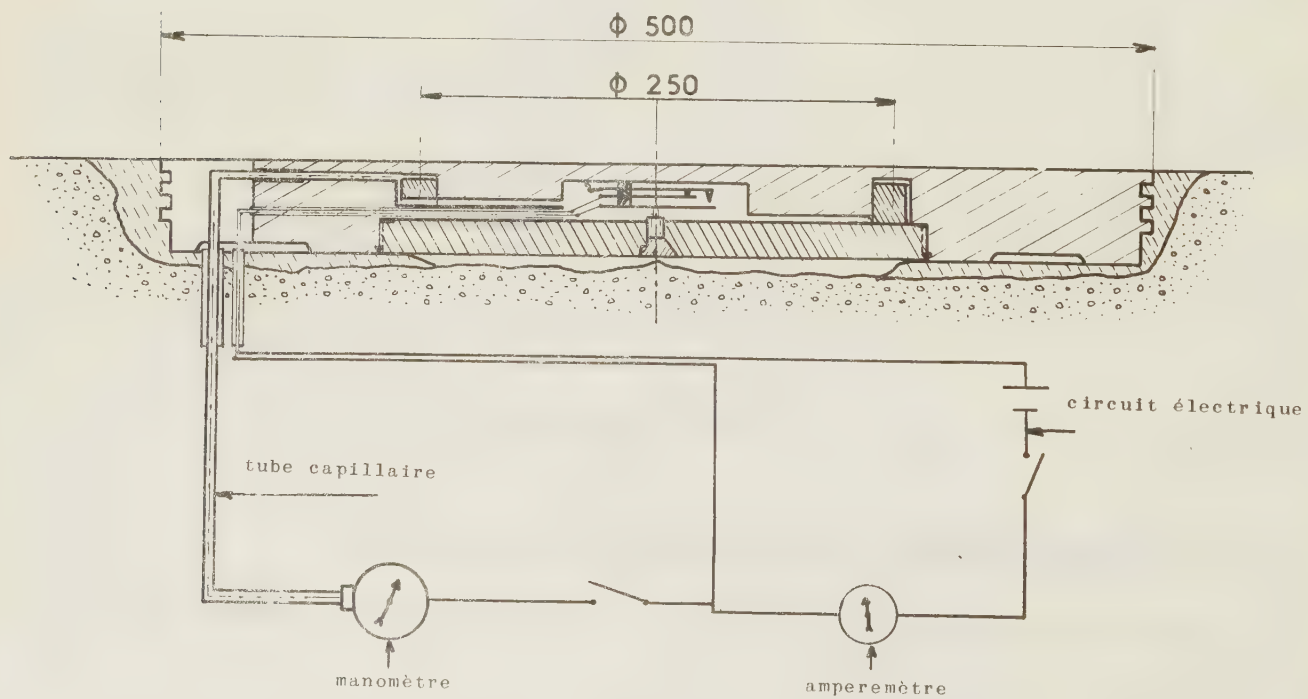


Fig. 1-6. Schéma de capteur suédois de pression dans les sols
Propositions de Bergnau et Kallsténus.

1 - aux caractéristiques mécaniques du capteur et leur différence avec ceux des sols.

2 - au changement de la distribution des contraintes dans le sol causé par la présence du capteur dans le sol.

Il faut donc réduire au minimum ces causes soit en les étudiant de près ou en se servant d'un capteur convenable pour arriver à mesurer les contraintes réelles régnant dans le sol.

C'est alors seulement que l'on peut connaître le degré d'exactitude des hypothèses fondamentales sur lesquelles sont basées les formules théoriques. Nous allons étudier sommairement ces causes d'erreurs dans les mesures et nous essayerons de tirer une conclusion de cette étude.

- ERREURS DUES AU MOUVEMENT RELATIF DES MEMBRANES DES CAPTEURS -

121 - CONSIDERATIONS SUR LE MOUVEMENT DES MEMBRANES

1211 SURFACE CIRCULAIRE PENETRANT DANS UN MILIEU SEMI INFINI ELASTIQUE

Si une surface circulaire pénètre dans un milieu semi infini élastique et isotrope, la distribution des contraintes peut y être calculée par la théorie des potentiels.

En appliquant cette théorie, nous pouvons obtenir la moyenne de l'accroissement des contraintes pour un point défini de la surface (par exemple pour le centre de la surface).

Nous pouvons en déduire la formule :

$$\Delta n = \frac{\delta}{2a} \cdot E \cdot \frac{\sigma^2}{2 - 1} \cdot C \quad (1)$$

dans laquelle :

Δn = variation moyenne des contraintes sur la surface

δ = déflexion du centre de la surface

a = rayon de la surface

E = module d'élasticité du milieu

σ = coefficient de Poisson du milieu

C = constante dépendant de la déformation de la surface.

La valeur de C déduite de la formule Boussinesq, pour différents cas, est donnée dans le tableau suivant :

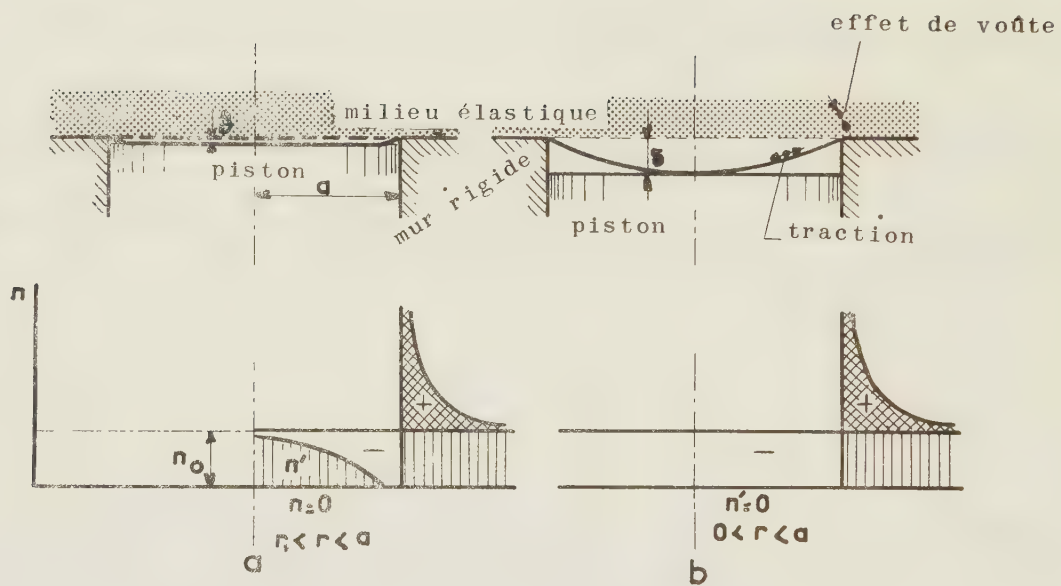


Fig. 1-7. La membrane se déplaçant vers l'extérieur du massif élastique

TABLEAU 1

Surface	Distributions des contraintes	C
Une partie de sphère	Ellipsoïdales maximum au centre	$\frac{8}{3\pi} = 0,85$
Surface du liquide	Uniformes	1,0
Surface plane et rigide	Contraintes indéfinies sur la périphérie et minimum au centre	$\frac{4}{\pi} = 1,274$

Nous voyons que la moyenne de changement des contraintes est théoriquement influencée de l'ordre de $\pm 20\%$ par la façon de la distribution des contraintes sur la surface de contact.

Ici, les contraintes normales à l'extérieur de la surface circulaire sont prises égales à zéro.

1212 SURFACE CIRCULAIRE EN MOUVEMENT VERS L'EXTÉRIEUR du milieu élastique :

Nous prenons une surface circulaire entourée par une surface infiniment rigide.

Entre le milieu élastique et la surface limite, agit une contrainte initiale N_0 qui tend à donner au milieu un déplacement dans la direction du mouvement de la surface circulaire. Pour un déplacement infiniment petit, l'équation (1) peut être applicable, mais quand le déplacement augmente, une partie de l'effort sur la surface rigide sera reportée sur l'entourage jusqu'au moment où la surface circulaire sera complètement soulagée des contraintes (fig. 1-7).

Il semble que le taux de diminution des contraintes moyennes sur la surface circulaire est plus grand quand la surface circulaire se dirige vers l'extérieur du milieu que le taux d'augmentation des contraintes mesurées quand la surface circulaire pénètre dans le milieu.

Vålen a démontré que lorsque la surface circulaire fait partie d'une sphère, le contact est discontinu. Quand :

$$\delta = \frac{\sigma^2 - 1}{\sigma^2} \cdot \frac{N_0}{E} \times a \quad (2)$$

il est compréhensible que cette expression est aussi valable pour les surfaces qui sont à l'extérieur de la surface sphérique du milieu.

1213 REMPLACEMENT DU MILIEU ELASTIQUE PAR UN SOL

Le sol diffère des milieux élastiques par plusieurs aspects bien importants :

1 - Le sol a une résistance au cisaillement limitée et souvent une résistance à la traction négligeable.

2 - Un sol est semi-plastique.

3 - Le sol ne suit pas la loi de Hooke et on peut dire qu'il est anisotrope.

4 - Un sol ne peut pas être considéré comme un milieu semi-infini.

Les effets de ces propriétés des sols peuvent être la cause d'une diminution de taux d'erreurs qu'on trouve par les équations (1) et (2).

La résistance limitée et le caractère semi-plastique auront tendance à réduire les différences qui surviennent dans les milieux élastiques. Nous pourrions alors souhaiter que la moyenne de changement des contraintes sur la surface soit plus petite que celle indiquée par l'équation (1) et que le déplacement permis à l'extérieur du sol puisse être plus grand que celui indiqué par l'équation (2). D'autre part, nous n'avons pas le droit d'admettre une relation linéaire entre, par exemple, le déplacement de la membrane d'un capteur et les changements des contraintes dans le sol. En pratique, il pourrait se produire des efforts de frottement entre le sol et la membrane de la cellule, qui, en général, ont tendance à augmenter le changement des contraintes dû aux déplacements de la membrane du capteur.

1214 - CONCLUSIONS

En considérant ce qui précède et en tenant compte des propriétés des sols, nous pouvons tirer quelques conclusions :

- 1 - Le rapport de déflexion diamètre $(\frac{\delta}{2a})$ dans l'équation (1) de la surface de membrane des capteurs est une des caractéristiques des cellules qu'on vient de présenter.
- 2 - Les propriétés élastiques et apparentes des sols $(E \frac{\sigma^2}{(\sigma^2 - 1)})$ dans l'équation (1) doivent être étudiées au moment de l'étalonnage des capteurs et en tenant compte des conditions limites.
- 3 - Les conditions des contraintes, qui dépendent de la forme de la membrane déformée, et spécialement les conditions près des bords, sont importantes.
- 4 - Quand la membrane pénètre dans le sol, l'accroissement de la moyenne des contraintes serait plus petit que celui indiqué par la formule (1); ceci à cause des propriétés semi-élastiques des sols.
- 5 - Quand la membrane est en mouvement vers l'extérieur du massif, le changement des contraintes est plus petit que celui indiqué par l'équation (1) jusqu'au sommet où le déplacement est trop petit et sera plus grand pour les déplacements plus grands.

122 - L'ERREUR DUE AU TYPE DE LA MEMBRANE DES CAPTEURS

1221 - CONSIDERATIONS SUR LE TYPE DES MEMBRANES DES CAPTEURS

La membrane des capteurs transmet seulement les contraintes du sol au système de mesure.

Le genre de déflexion et le type de membrane ont une influence très importante. Quelques types de membrane sont décrits ci dessous

1222 - LE PISTON PLAN ET RIGIDE

Ce genre de membrane est très convenable pour supporter des charges excentrées, qui sont nombreuses dans la mesure des pressions dans les sols. Le piston doit être long et guidé axialement ou bien court et restant sur une circonférence flexible.

Pour un même déplacement, le piston produit un maximum de changement dans le volume déplacé, et il est convenable qu'on puisse se servir d'un fluide comme agent de transmission des contraintes.

Le gradient très élevé des contraintes créé sur les bords du piston peut causer un écoulement plastique ou bien la rupture.

Quelquefois, l'épaisseur à donner au piston pour qu'il soit parfaitement rigide cause des inconvénients.

1223 - MEMBRANE FLEXIBLE RENFORCEE A SA PERIPHERIE

La déflexion des membranes flexibles à l'intérieur sous une charge dépend du moment fléchissant de la charge. Ainsi, une charge excentrée cause une déflexion plus petite que la même charge centrée.

Ceci est le désavantage de la membrane flexible, mais en même temps, rend la membrane moins sensible près de la périphérie.

Comme la courbe de déflexion est continue, les contraintes dans le sol sont plus uniformes et l'intervention de l'écoulement plastique pour égalisation des contraintes est moins possible que dans le cas précédent.

Le maximum de déflexion est beaucoup plus grand que la moyenne, et c'est la déflexion centrale qui doit être prise en considération.

1224 - MEMBRANE DE CAOUTCHOUC SUPPORTEE HYDRAULIQUEMENT

Ce type de membrane créera une homogénéisation des contraintes dans le sol. Toutefois, si les contraintes sont très irrégulières, les grands déplacements pourront se produire sur la surface de contact. Ce type n'est pas convenable pour le matériau pulvérulent, car les grains peuvent déformer la membrane à leurs points de contact.

1225 - LE TYPE MODIFIE

Un type très courant pour le moment est un compromis entre le 1er et 3ème type. Une membrane relativement mince en acier, s'appuie sur un liquide; les désavantages du 3ème type diminuent largement mais le déplacement réel de la membrane est encore incertain. Bergau et Kalltsenius recommandent un piston rigide entouré d'une jante flexible appuyée sur les ressorts par exemple, pour diminuer les dangers d'écoulement plastique au bord.

D'après les études de Kögler et Scheidig (1928) un capteur dont la membrane est plus rigide que le milieu l'entourant, donne la valeur des contraintes mesurées par excès, et au contraire, si sa membrane est plus souple, les contraintes données par la mesure sont plus petites que les vraies. Ceci montre que les résultats ne sont exacts que si le capteur a le même coefficient d'élasticité que le milieu. Cette condition est impossible à réaliser, puisque le module d'élasticité des sols n'est pas constant et qu'il varie avec les charges qu'il supporte; or, il est difficile de trouver un matériel qui puisse subir les mêmes variations de module que le sol en fonction des charges qu'il supporte.

En plus, quoique l'erreur est nulle quand le rapport des modules est égal à l'unité, le taux de variation de l'erreur avec la variation de rapport des modules passe dans ce cas par un maximum (fig.1-8). Par conséquent, même dans le cas où on mesure les contraintes dans un milieu à module d'élasticité constant, il n'est pas souhaitable d'utiliser un capteur avec un module presque égal au module d'élasticité du massif. L'étude théorique du problème montre qu'on a intérêt à choisir les matériaux de façon à avoir $\frac{E_{\text{membrane}}}{E_{\text{sol}}} = 10$, pour que le taux d'erreurs ne subisse pas de changements brusques au cours des expériences.

Tous les auteurs signalent l'influence du rapport de diamètre de capteur à son épaisseur sur la distribution des contraintes dans le sol. Peattie et Sparrow, après avoir fait une étude systématique sur un capteur à membrane agissant sur des strain gauges S.R.4 (fig.1-5) montrent que l'erreur est directement proportionnelle au rapport de $\frac{\text{épaisseur}}{\text{diamètre}}$ du capteur.

123 CONSIDERATIONS SUR LE CONTACT DES GRAINS ET DE LA MEMBRANE

Dans un milieu pulvérulent, la pression du milieu est transmise à la membrane du capteur en un certain nombre de points. Si les dimensions des grains sont relativement grandes par rapport aux dimensions de la membrane, le nombre et la position des grains ne seront pas sans effet sur les valeurs mesurées par le capteur.

Une autre question importante est le mouvement des grains causé par la déformation de la membrane après l'application des forces locales. Ici, on voit encore une autre source d'erreurs.

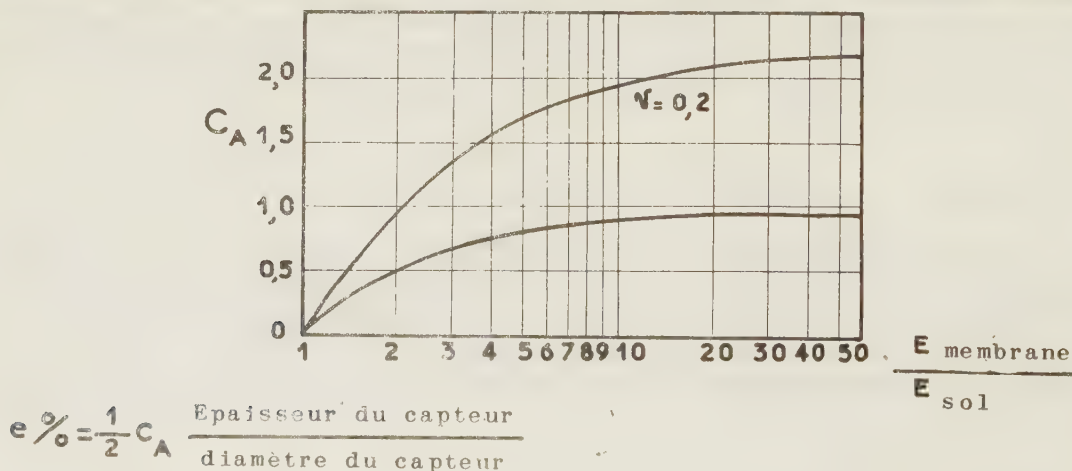


Fig. 1-8. Variation du taux d'erreur en fonction du rapport des modules (Monfore 1950)

13 - CONCLUSIONS

De toutes ces présentations, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- 131 - Le déplacement relatif de membrane par rapport au milieu est une des premières causes d'erreur.
- 132 - Le rapport $\frac{E_{\text{membrane}}}{E_{\text{sol}}}$ a une grande importance sur les mesures et comme E_{sol} change avec le chargement, on voit la difficulté du choix d'une membrane convenable.
- 133 - L'erreur est proportionnelle au rapport de $\frac{\text{Epaisseur}}{\text{Diamètre}}$ du capteur et il faut diminuer ce rapport au minimum possible.
- 134 - Le transfert des contraintes doit se faire par des moyens les plus simples, les contacts électriques et les résistances sont sujets à des variations, d'où des erreurs.
- 135 - On a donc intérêt à avoir un capteur avec une membrane sans déplacement relatif, ce qui produira une diminution de degré d'importance de E_{capteur} et des autres erreurs causées par ces déplacements et avec une épaisseur minimum possible et une largeur proportionnelle au diamètre des grains du sol. Aussi, on a intérêt à se servir de moyens simples de mesure pour enregistrer les contraintes et ainsi, éviter les différents agents de transmission tels que l'électricité ou les fluides.

Pour répondre à certaines de ces conditions, nous allons présenter un nouvel appareil de mesure dans le sol. Cet appareil est le dynamomètre à friction.

DEUXIEME PARTIE

DYNAMOMETRE A FRICTION

21 GENERALITES

Le principe du dynamomètre à friction comme capteur des contraintes dans les sols a été utilisé par M. Habib (Habib 1957) pour remédier à certaines des difficultés rencontrées avec les dispositifs précédents.

Ces dynamomètres mettent à profit, la résistance au glissement entre deux surfaces en contact avec frottement.

C'est Léonard de Vinci qui observa le premier les phénomènes de frottement. Amonton (1699) fit, pour la première fois, une communication sur le frottement à l'Académie Royale des Sciences. Mais il revient à Coulomb (1781) d'avoir énoncé les lois du frottement entre des surfaces sèches et propres. Nous résumons ici les lois déduites de ses expériences pour des surfaces sèches, données, en contact.

- 1 - La force de frottement est indépendante de la grandeur de l'aire de contact.
- 2 - La force de frottement est proportionnelle à la pression normale.
- 3 - Pour les faibles vitesses de glissement, la force de frottement est pratiquement indépendante de la vitesse, bien que l'expérience montre que la force nécessaire pour amorcer le glissement est plus grande que celle qui est nécessaire à l'entretenir.

On traduit ces lois du frottement par la formule simple et bien connue : $T = \mu N$, dans laquelle μ est appelé coefficient de frottement.

Si T est la force nécessaire pour amorcer le glissement μ est appelé le coefficient de frottement statique. Si on prend pour T la force nécessaire à entretenir le glissement, une fois qu'il a été amorcé, μ est appelé le coefficient de frottement cinétique.

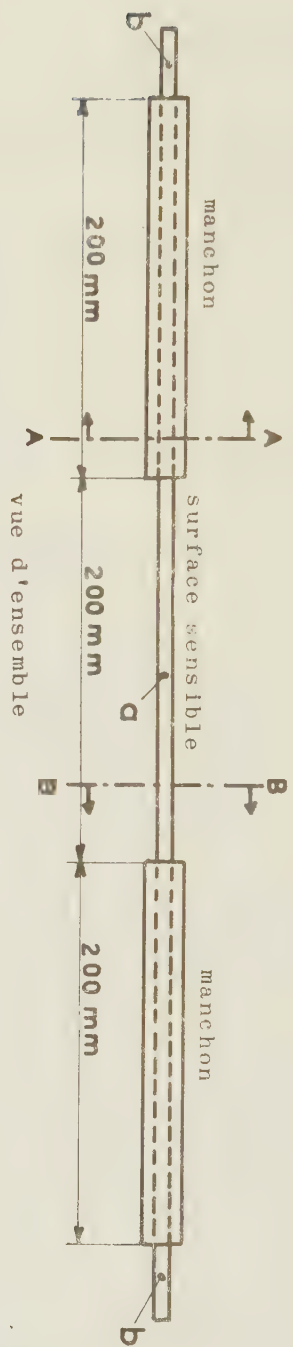
La valeur de ces coefficients dépend de la nature des matériaux et de l'état de leur surface.

Le principe des capteurs des contraintes utilisant un dynamomètre à friction est le suivant :

Nous introduisons dans un sol un empilage de trois lames planes et bien définies. L'effort de traction T permettant de faire glisser la lame intermédiaire permet de déduire la force normale N à à chaque instant, connaissant le coefficient μ des lames en contact.

22 REALISATION (fig. 2-1 à 2-3)

Voyons maintenant comment est réalisé l'appareil pour répondre aux nécessités des mesures des contraintes dans le sol. Nous donnons les détails qui ont été pris en considération pour les capteurs qui nous ont servi pour des essais en laboratoire, leur forme correspond aux types de modèles étudiés. Mais le principe de ces appareils peut être appliqué à d'autres problèmes, par exemple aux mesures des contraintes sous des fondations d'ouvrage, à condition de choisir, dans chaque cas, la forme la plus convenable.

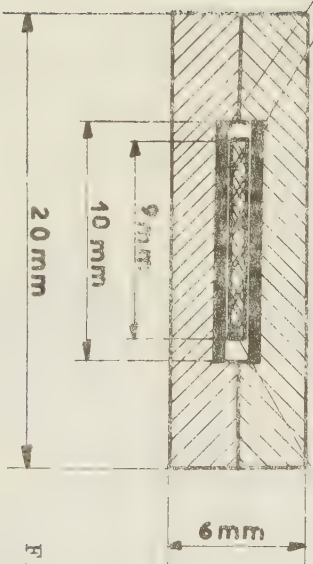


coupe longitudinale

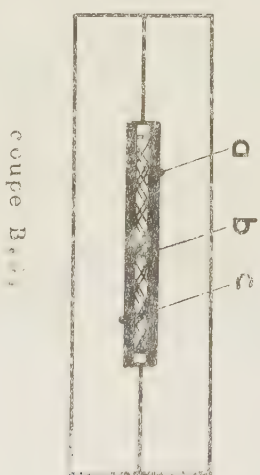
lame acier inox
3/10 mm

lame acier
inox 5/10 mm

lame supérieure : a
lame intermédiaire : b
lame inférieure : c



coupe A.A.



coupe B.B.

Fig. 2-1. Dynamomètre à friction

Comme l'expérience le montre, la moindre déformation créée dans les milieux pulvérulents, causée par une paroi ou par un corps étranger placé dans le milieu, modifie l'état des contraintes dans ce milieu. Il est donc nécessaire qu'un capteur destiné à l'étude des contraintes dans ces milieux n'ait aucun mouvement relatif par rapport aux grains qui l'entourent. Cette condition est bien remplie par les dynamomètres à friction, si les surfaces des lames sont bien en contact entre elles après la confection et si, au moment de la mise en place, elles sont en contact continu avec le milieu. Grâce à un montage spécial, le dynamomètre peut suivre d'éventuelles déformations et mouvements d'ensemble du milieu sans s'y opposer, c'est-à-dire sans modifier les contraintes.

Les manchettes des capteurs sont fixées solidement aux parois de la cuve du modèle étudié. Les lames extérieures collées aux manchettes sont donc parfaitement immobiles. Au moment des mesures, elles empêchent que le glissement de la lame intermédiaire communique des déformations ou des contraintes de cisaillement aux grains en contact avec le capteur.

Le dynamomètre à friction nous permet, en définitive, de mesurer la somme des contraintes normales agissantes sur un plan de direction déterminée; étant donné la simplicité et la facilité de mise en place du capteur, on peut renouveler la mesure dans différentes directions et, de là, on arrive à étudier le tenseur des contraintes en tous points pour un problème plan. Dans les cas où l'on craint une modification des contraintes auprès des parois, il faut protéger le capteur de l'effet de paroi: c'est le rôle des manchettes qui protègent les lames à ces endroits. Ainsi, on arrive à mesurer les contraintes sur les plans voulus et dans les limites bien déterminées d'avance.

On peut aussi signaler que la forme de ces dynamomètres permet de diminuer, dans une certaine mesure, les perturbations dues à l'effet de voûte. En effet, la contrainte normale N déduite T est une valeur présentant la moyenne de n d s mesurée sur toute la longueur des surfaces de contact du capteur.

Or, nous pouvons penser que, si un effet de voûte se produit dans le milieu au droit de l'emplacement du capteur, il y aura des probabilités pour que la résultante des contraintes déplacées par cet effet, soit retransmise à un autre point sur la longueur du capteur: on mesure donc bien la moyenne de n d s .

221 - DIMENSIONS DES CAPTEURS

La conception et la forme de ces capteurs nous permettent d'étudier les contraintes dans un système plan. Pour que les valeurs trouvées par les mesures soient représentatives, il faut que les dimensions des surfaces de contact du capteur et du milieu ne dépassent pas un minimum qui dépend de la grosseur des grains et de la nature du milieu à étudier; d'autre part, le volume du capteur par rapport à l'ensemble doit être assez petit pour que sa présence dans le milieu ne modifie pas la distribution des contraintes. Après avoir fait plusieurs essais, on a choisi de confectionner des capteurs avec des lames d'acier de 5/10 mm d'épaisseur et de 9 mm de largeur pour la lame intérieure contre 3/10 mm et 10 mm pour les lames extérieures.

Le capteur présente donc une épaisseur de 11/10 mm sur toute sa longueur de contact avec le sol (voir schéma d'appareil). La longueur des lames est un facteur qui varie selon les dimensions du modèle à étudier.

Ainsi, nous mesurons dans un milieu homogène la somme des contraintes agissantes sur une bande de 10 mm de largeur et d'une longueur que nous déterminons pour chaque cas selon les conditions d'expérience.

'DYNAMOMETRE A FRICTION ET DISPOSITIF DE TRACTION

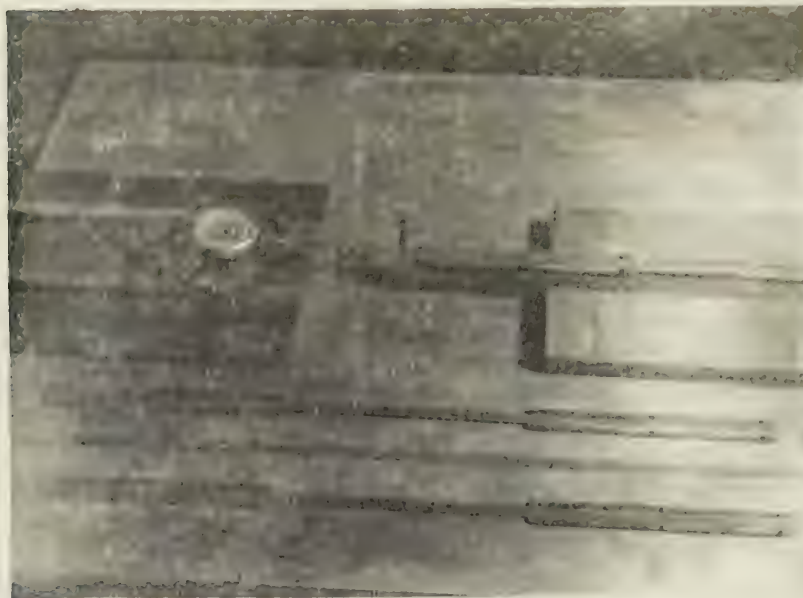


Fig. 2-2. Dynamomètre à friction à membranes
extérieures et lame intermédiaire

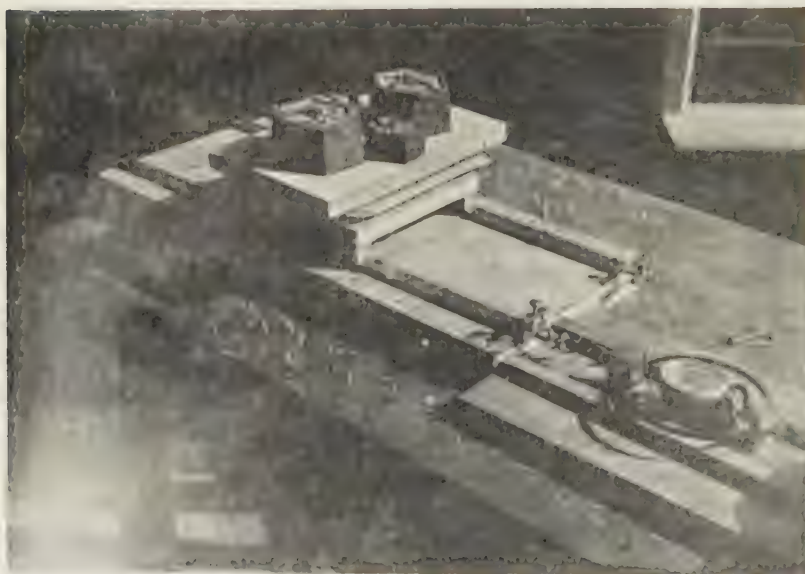


Fig. 2-3. Dispositif d'étalonnage
des dynamomètres à friction

222 - MATERIAUX UTILISES POUR LA CONFECTION D'APPAREIL

Au début, on a utilisé une lame d'acier qui coulissait dans le sens de la longueur, entre deux lames de laiton. Cet assemblage créant facilement des couples galvaniques, on a préféré le remplacer par trois lames d'acier inoxydable polies avec soin. Ce matériau satisfait parfaitement au point de vue de la résistance mécanique et de la stabilité chimique, facteurs qui conditionnent la confection d'un tel appareil de mesure.

La résistance en traction de la lame intermédiaire est calculée de telle façon que, pour les limites des contraintes qu'on leur applique dans nos essais, l'acier reste toujours dans le domaine des déformations réversibles. Ainsi, on est bien loin d'atteindre, pendant nos essais, la limite élastique de cet acier.

Les lames extérieures sont collées sur les manchettes avec de l'Araldite. Les manchettes permettent pratiquement le mouvement longitudinal de la lame intermédiaire, sans qu'il y ait contact avec les lames externes. Les lames doivent avoir les surfaces bien planes, sans aucune ondulation, pour ne pas créer de déformations transversales au moment de la mesure. Une des plus grandes difficultés qu'on a eue en confectionnant ces appareils, fut essentiellement celle de rendre ces surfaces bien planes. Une fois les lames planes et polies, on monte l'ensemble et on fixe les manchettes à l'aide des vis. A partir de cet instant, on garde l'appareil dans un milieu bien sec et sans poussière, et on isole les deux bords des lames de l'espace ambiant par de minces bandes d'isolant: on empêche ainsi l'introduction de corps étrangers (poussière, humidité, etc) dans l'appareil. Un capteur ainsi confectionné est considéré comme satisfaisant quand il y a contact stable et fixe tout au long des surfaces de contact des lames, et que pour l'effort T de traction, le frottement sur toute la longueur sensible du capteur est mobilisé. Ceci veut dire que l'allongement élastique Δl de la lame d'acier intermédiaire est très petit pendant les mesures.

223 - MISE EN PLACE DES CAPTEURS DANS LE SOL

C'est un problème qui demande beaucoup d'attention: en effet, la présence du capteur dans le milieu crée une hétérogénéité dont les effets seront d'autant plus graves que la mise en place ne sera pas bien définie et soignée. Pour les dynamomètres à friction, il faut s'assurer que les surfaces des lames extérieures soient en contact continu avec le milieu, et que les lames dans le milieu soient bien tendues. Les manchettes protégeant les lames auprès des parois, nous négligeons l'effet des parois sur les contraintes mesurées. Les manchettes traversent les parois, à travers un dispositif nous permettant de donner l'inclinaison voulue aux lames des dynamomètres. Enfin, on prend des précautions pour qu'après la mise en place, la position du dynamomètre reste toujours fixe. Dans les milieux humides où il y a danger de pénétration de l'eau, les dynamomètres sont protégés par une couche de caoutchouc ou d'un autre imperméabilisant. Il n'est permis aucun jeu du vide entre les lames et les couches de protection.

224 - ETALONNAGE DES APPAREILS

Connaissant le coefficient f du frottement acier sur acier, on peut déduire directement les valeurs de N à partir de l'effort de traction T . Cependant, il nous a paru préférable d'étalonner chaque appareil utilisé, avant et après chaque essai. En effet, ce procédé permet de tenir compte d'éventuels frottements parasites ou des modifications qui peuvent se produire dans les appareils par la disparition des bavures invisibles susceptibles de rester sur les lames extérieures lors de leur collage aux manchettes. Pratiquement, il n'y a pas de changement considérable dans les étalonnages avant et après les essais, et les témoins restent fidèles pour les charges qui leur ont été appliquées pendant nos essais. La figure 2-3 illustre le dispositif d'étalonnage des dynamomètres à friction.

23 RAPPORT DE DIAMETRE DES GRAINS ET LARGEUR DES CAPTEURS

231 L'ERREUR INTRODUITE DANS LES MESURES PAR CE RAPPORT

Proposons nous de trouver le rapport entre le diamètre des grains et les dimensions du dynamomètre et cherchons l'erreur que pourrait introduire dans les mesures une disproportion de ces rapports. Soient :

l la longueur de la surface sensible du témoin

a la largeur de la surface sensible du témoin

et d le diamètre moyen d'un grain du matériau d'essai.

Le nombre de grains reposant sur un élément ($\Delta l \times a$) de la surface sensible du dynamomètre est proportionnel à :

$$\frac{4}{\pi} \frac{a \times \Delta l}{d^2} \propto \Delta n \text{ nombre des grains sur } \Delta s = \Delta l \cdot a$$

Le nombre des grains s'appuyant sur les bords de cet élément est :

$$\Delta n_b = \frac{2 \Delta l}{d}$$

Supposons que la somme des contraintes qu'on mesure soit égale à la somme des contraintes transmises par les grains aux surfaces sensibles des dynamomètres et que la pression de contact des grains sur la surface soit égale pour tous les grains.

Nous pouvons donc écrire : ε_p mesurés = ε_n sur la face du dynamomètre.

L'erreur qui pourra s'introduire dans les mesures sera proportionnelle à l'erreur qui peut se produire par la différence des positions des grains sur le capteur.

Le cas le plus défavorable sera le cas où la totalité des grains placés sur les bords du témoin se porte à l'extérieur ou le cas contraire.

Dans ces deux cas, nous aurons :

$$\frac{\Delta n_b}{\Delta n} = \frac{\Delta p}{p} = \pm \frac{\frac{\Delta l}{d}}{\frac{4 \cdot a \cdot \Delta l}{\pi d^2}} = \pm \frac{d \times \pi}{4 a} = \frac{\pi \cdot d}{4 \cdot a}$$

dans laquelle Δp présente l'excès ou le défaut des contraintes mesurées, correspondant aux cas les plus défavorables de la position des grains sur les bords

Si cette erreur ne doit pas excéder 5% (sur une erreur totale de 8%), nous aurons :

$$0,75 \frac{d}{a} < 0,05 \quad \text{d'où}$$

$$a = 15 d$$

Ceci veut dire que le diamètre des grains ne doit pas dépasser 7% de largeur des dynamomètres

Pour le sable de Seine, que nous avons utilisé, nous prenons le module de finesse comme le rayon moyen de ce sable. Nous avons : $d_m = 0,7 \text{ mm}$ d'où :

$$a = 15 \times 0,7 = 10,5 \text{ mm}$$

232 ERREUR INTRODUITE DANS LES MESURES PAR UN FLECHISSEMENT ACCIDENTEL DES TEMOINS DANS LE SOL (fig. 2-4)

La figure 2-4a illustre les forces qui agissent sur un élément ds d'un dynamomètre à friction posé horizontalement dans le sol. La figure 2-4b présente le même élément courbé avec un rayon de courbure r . Dans ce dernier cas, l'effort de traction T sur ds produit une réaction dp du sol sur l'élément ds de témoin, dp donne naissance à un effort supplémentaire de frottement $f = \mu dp$, μ étant le coefficient de frottement d'acier sur acier.

Dans ce qui va suivre, nous nous proposons de calculer l'ordre de grandeur de l'erreur qu'un fléchissement accidentel pourra faire introduire dans les mesures des contraintes à l'aide des dynamomètres à friction.

Pour ceci, déterminons la réaction dp pour un rayon de courbure r et un élément ds tel que $ds = r d\theta$. Avant le premier glissement de la lame intermédiaire, la projection des forces en équilibre, sur l'axe des y nous donne :

$$dp + (2T + \Delta T) \sin \frac{d\theta}{2} = 0$$

Pour les valeurs très petites de $d\theta$, nous avons :

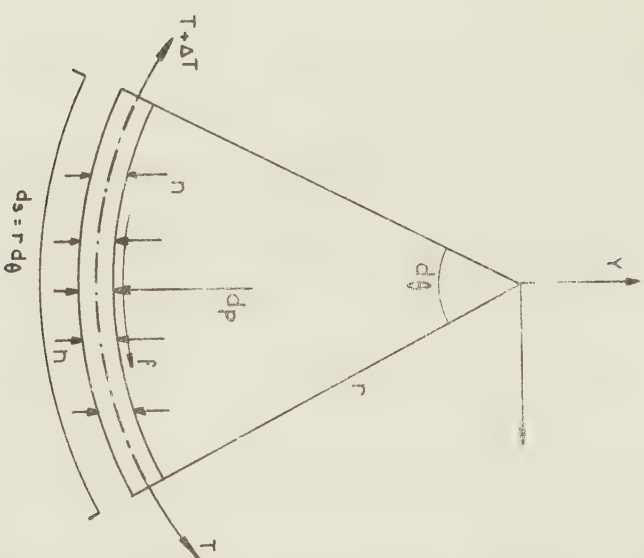
$$\begin{aligned} dp &= T d\theta \\ \text{d'où} \quad p &= T \theta \end{aligned} \quad (1)$$

Si T_0 est la traction nécessaire pour faire glisser la lame intermédiaire quand le témoin est horizontal, nous avons :

$$T_0 = \mu n \quad (2)$$



(d)

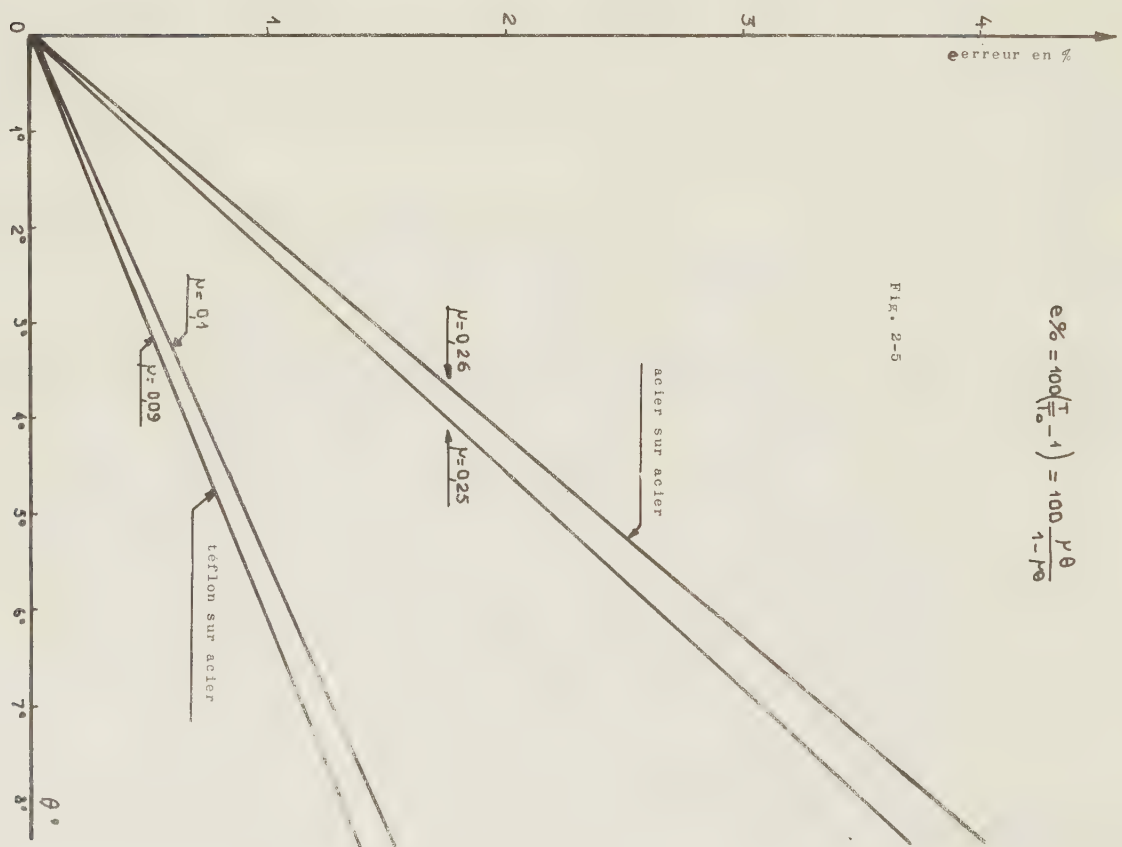


(b)

Fig. 2-4

$$e\% = 100 \left(\frac{T}{T_0} - 1 \right) = 100 \frac{\gamma \theta}{1 - \gamma_0}$$

Fig. 2-5



où n est la charge normale appliquée sur les lames extérieures. Sur le même témoin courbé avec une courbure $\frac{1}{r}$ et chargé pareillement, nous aurons une traction T telle que :

$$T = T_0 + f(P)$$

ou en considérant l'équation (1) on peut écrire :

$$T = T_0 + \mu P$$

$$T = T_0 + \mu T \theta$$

ce qui nous donne :

$$\frac{T_0}{T} = 1 - \mu \theta \quad (3)$$

l'erreur introduite en pourcentage de T_0 est égale à :

$$e \% = 100 \left(\frac{T}{T_0} - 1 \right)$$

En considérant (3), on aura :

$$e \% = 100 \frac{\mu \theta}{1 - \mu \theta} \quad (4)$$

Sur la figure 2-5 on trouve les valeurs de "e" pour différentes valeurs de μ et de $\theta < 10^\circ$.

Il en résulte que pour diminuer le pourcentage d'erreur qu'un fléchissement accidentel des témoins peut créer, on a intérêt à diminuer le coefficient de frottement entre les lames ; ceci peut être réalisé, soit en se servant de lubrifiants appropriés, soit en remplaçant les lames extérieures par des matériaux de façon à avoir un angle de frottement moins élevé que celui de frottement d'acier sur acier ; parmi ces matériaux, nous pouvons citer comme exemple le téflon ; d'après nos essais, nous avons trouvé un angle de frottement d'acier sur téflon égal à $\tan \varphi = 0,09$.

REMARQUE

De 1922 à 1929 Marston Aison dirigea une série d'expériences pour déterminer les pressions du sol sur les tuyaux enterrés ; pour une partie de ses essais il s'était servi des rubans de frottement, c'est-à-dire d'un genre de dynamomètre à friction.

Ces expériences sont connues sous le nom de "Essais de Ames".

BIBLIOGRAPHIE DE LA

PREMIERE ET DEUXIEME PARTIE

- 1 BENKELMAN, A.C. & LANCASTER, R.J., Some Important Considerations in the Design and Use of Soil Pressure Cells. Publ. Roads 1940/41 Vol. 21 Nr 12 p. 235-243.
- 2 CARLSON, R.W., Development and Analysis of a Device for Measuring Compressive Stress in Concrete, Cambridge, Mass. 1939.
- 3 CONVERSE, F.J., Distribution of Pressure under a Footing. Civ Engag Easton, 1933 Vol. 3 Nr 4 p. 207-209.
- 4 GOLDBECK, A.T. & SMITH, E.B., An Apparatus for Determining Soil Pressures. Proc. Amer. Soc. Test. Mat. 1916 Vol. 16 p. 309-319.
- 5 HABIB. 1957. Congrès International de la Mécanique des Sols. Londres.
- 6 HAST, N., Measuring Stresses and Deformations in Solid Materials Stockholm 1949.
- 7 HUNTINGTON, W.C. & LUETZEL SCHWARZ, E.J., New Type of Pressure Cell for Granular Material. Engag. News Rec. 1936 Vol. 116 Nr 1 p. 20-22.
- 8 KALLSTENIUS et BERGAU. Investigations of Soil Pressure Measuring by Means of Cells. 1956
- 9 KOGLER, F. & SCHEIDIG, A., Druckverteilung im Baugrunde. Bautechn. 5 (1927) H. 29 p. 418 421, H. 31 p. 445-447.
- 10 MONFORE G.E. 1950. U.S. Dept. of Interior, Bureau of Reclamation.
- 11 OSTERBERG, J., Soil Pressure cell Investigation-Interim Report. Vicksburg 1944. (U.S. Waterw Exper. Stat. Techn. Memorandum Nr 210-1.).
- 12 PEATTIE, K.R. & SPARROW, R.W., The Fundamental Action of Earth Pressure Cells. J. MECH a. Phys. Solids 1954 Vol. 2 p. 141-155.
- 13 PLANTEMA, G., Erfahrungen mit Bodendruckmessdosen. Vorträge der Baugrundtagung 1953 in Hannover. Hamburg 1953. p. 164-168.
- 14 SEAQUIST, W.H., Accuracy of Goldbeck Cell in Laboratory Test. Engag. News Rec. 1934 Vol 112 Nr 23 p. 730-732.
- 15 TAYLOR, D.W., Review of Pressure Distribution Theories, Earth Pressure Cell Investigations and Pressure Distribution Data. Progress Report. Vicksburg 1947. (U.S. Waterw. Exper. Stat.)
- 16 TAYLOR, D.W., Measurements of Pressures and Deformations. Proc. 2. Internat. Conf. Soil. Mech. a. Found. Engg. 1948 Vol. 6 p. 89-90.
- 17 TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics New York 1944. p. 66.
- 18 TERZAGHI, K & PECK, R B., Soil Mechanics in Engineering Practice New York 1948. p. 199 200
- 19 U.S. Waterways Experiment Station. (1944). Soil Pressure Cell Investigation.
- 20 WALÉN, C., Ett fall av deformation i halvoändligt elastiskt medium Tekn. Ts. 72 (1942) E 34 p. 383-385.
- 21 WOODMAN, E.H., Pressure Cells for Field Use. Vicksburg 1955 (U S Waterw Exper Stat Bull Nr 40).

TROISIEME PARTIE

TENTATIVES DE MESURE DES CONTRAINTES DANS UN MASSIF PULVERULENT, A L'AIDE DE DYNAMOMETRES A FRICTION

31 - GENERALITES

La distribution des contraintes dans un massif pulvérulent peut être déterminée théoriquement et sous certaines conditions de déformations par application de la théorie élastique en assimilant le milieu aux matériaux qui satisfont à la loi de Hooke.

Nous avons entrepris une série de recherches, sur modèles réduits, pour évaluer expérimentalement, à l'aide de dynamomètres à friction la valeur des contraintes en différents points du massif pulvérulent supportant une charge donnée et nous avons essayé de comparer nos résultats expérimentaux avec ceux qui résultent du calcul selon la théorie élastique.

En plus, nous avons essayé de mettre au point nos appareils de façon à pouvoir effectuer les mesures au delà des domaines de chargement où on peut supposer que le matériau se comporte élastiquement.

Ainsi, nous avons pu suivre expérimentalement l'évolution des contraintes dans un milieu pulvérulent en fonction des charges qui sont appliquées à leur surface.

La première série de nos essais avait pour but de préciser la sensibilité ainsi que les conditions d'emploi et de mise en place des dynamomètres à friction.

Avant de présenter en détail le dispositif relatif à chaque série d'expérience, nous décrivons les appareils de mesure et leur montage ainsi que les caractéristiques des matériaux pulvérulents utilisés, les mêmes pour toutes les expériences.

311 - MATERIAUX PULVERULENTS UTILISES

Au cours de toutes les expériences, nous nous sommes servi de sable de Seine (0,2-2 mm). La figure 3-1 représente la courbe granulométrique de ce sable.

Pour les expériences de la série A, nous avons fait parallèlement des expériences sur des billes de verre extrêmement petites, pour évaluer la sensibilité des dynamomètres à friction en comparant les nouveaux résultats avec ceux obtenus avec le sable. La figure 3-2 représente la courbe granulométrique de ces billes de verre.

312 - MISE EN PLACE, DENSITE DES MATERIAUX EN PLACE

Afin de reproduire au mieux les mêmes conditions d'expériences lors des différents essais, nous

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

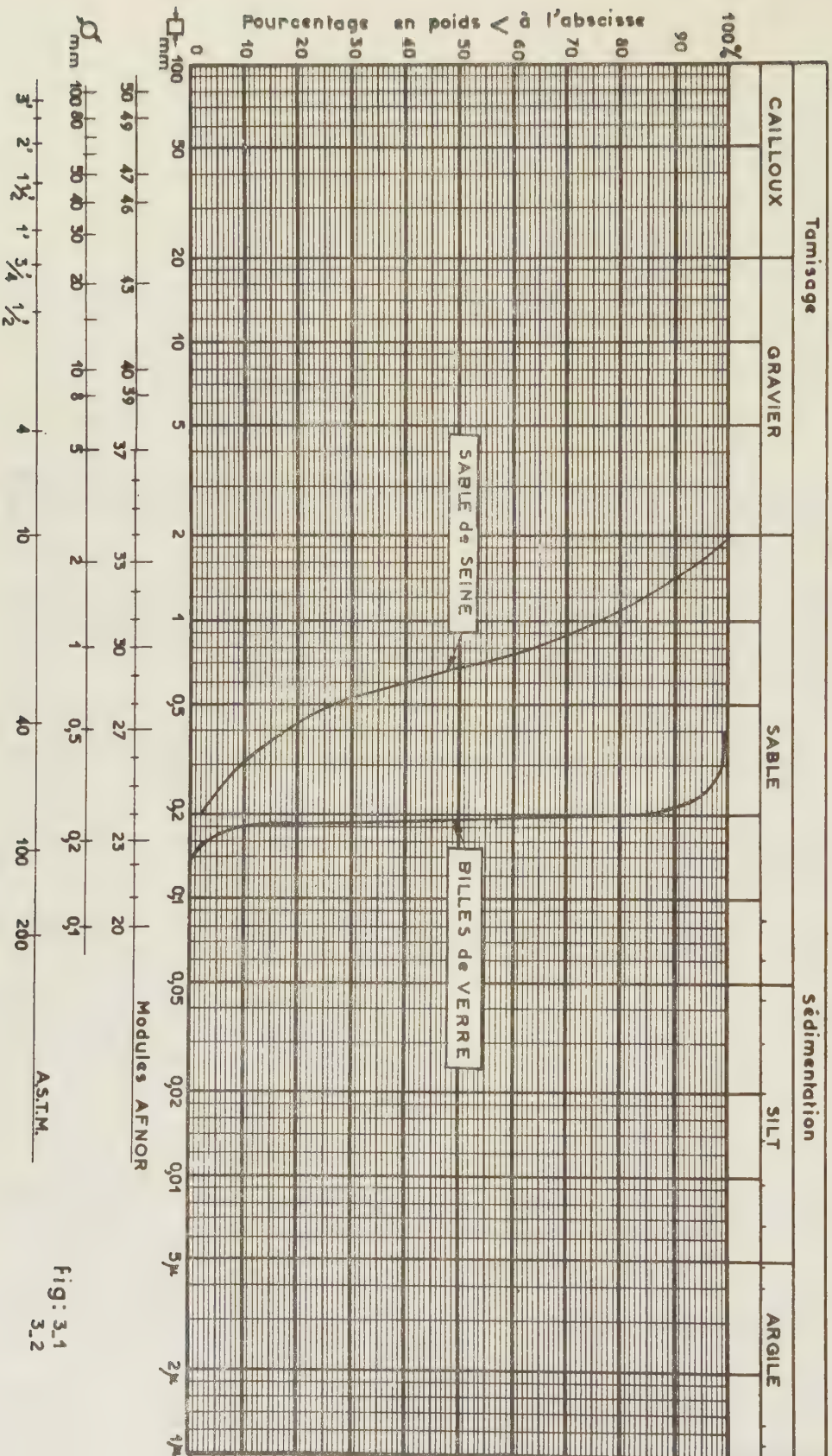
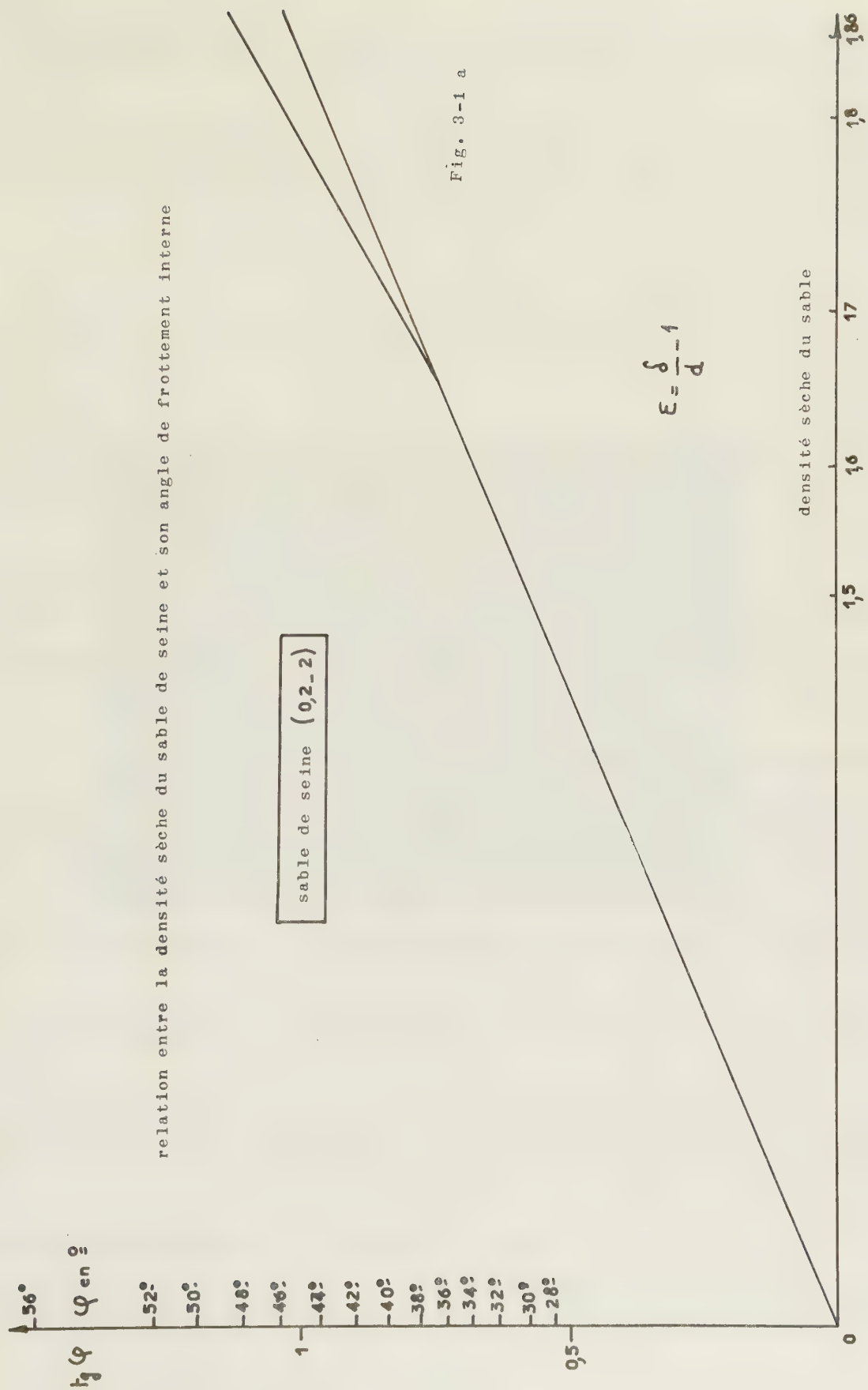


Fig: 3.1
3.2



avons prévu un mode bien défini de mise en place. Celle ci se fait par saupoudrage du matériau d'une hauteur de chute précise et constante. Cette méthode nous procure, en plus d'une homogénéité relative de la densité du massif, une densité assez élevée sans damage.

A chaque expérience, nous avons considéré la densité moyenne du matériau relative à l'ensemble de la cuve. La densité en place pour chaque série d'essais sera donnée lors de la présentation des expériences. Elle présente, nous le verrons, une constance satisfaisante qui était précisément un des avantages recherchés par notre méthode de mise en place.

313 - APPAREILS DE CHARGEMENT ET DE MESURE

Les modèles réduits préparés pour chaque essai sont montés sur un bâti en tube d'acier (fig 3-3), comportant un vérin à vis sur sa partie horizontale supérieure, et un lit de sable sur sa partie horizontale inférieure (fig. 3-3).

Le dispositif nous permet le déplacement de vérin dans le sens longitudinal et transversal du bâti. Le lit de sable étalé sur des madriers s'appuyant sur le bâti, sert comme base d'appuis de nos modèles d'essai, ce qui a pour but de diminuer les déformations localisées sur le fond de nos cuves. Pour le chargement, nous nous sommes servi d'un anneau dynamométrique de 200 kg en compression et pour les charges plus élevées d'un anneau dynamométrique à 300 kg en compression.

Pour la mesure de l'effort nécessaire pour faire glisser à l'extérieur la lame intermédiaire des dynamomètres à friction, nous nous sommes servi d'un anneau dynamométrique de 15 kg en traction.

Au cours des expériences, on a contrôlé de temps en temps l'étalonnage de ces appareils. Le dispositif de traction est illustré par la figure 2-3.

314 - MISE EN PLACE DES DYNAMOMETRES A FRICTION

La mise en place des capteurs demande beaucoup de soins. En effet, il faut que la surface sensible du capteur soit en contact continu avec la paroi ou le matériau sur lequel le témoin est posé de façon à ne permettre aucun déplacement relatif après la mise en place. Dans nos séries d'expériences, nous avons dû procéder à deux sortes de mise en place des capteurs.

a - Le capteur doit servir à nous indiquer les pressions contre une paroi, ou sur la base d'une semelle.

Dans ce genre d'expérience, pour ne pas causer de perturbations, nous avons préparé dans la paroi, des logements ajustés aux dimensions des capteurs conservant ainsi la planéité de la paroi au contact du matériau.

En outre, les manchettes des capteurs à la traversée des parois ont été fixées à celles ci, de façon à amortir complètement les réactions de traction sur la lame centrale, excluant ainsi toute transmission d'effort et de déplacement au matériau expérimental.

b - Le capteur doit servir à nous donner des indications sur les contraintes au sein du massif.

Nous remplissons le modèle à étudier jusqu'au niveau des capteurs, nous réglons la surface du matériau, et mettons les témoins en place, en vérifiant que la face inférieure est bien en contact



Fig. 3-3. Modèle confectionné pour les
expériences de la Série A

continu avec le matériau. Nous fixons ensuite les manchettes aux parois comme dans le cas précédent, tout en faisant attention que les lames de capteurs restent bien tendues dans le plan voulu.

Une fois la mise en place terminée, on procède à une lecture initiale avant de couvrir les témoins par le sable. Cette lecture nous permettra de constater :

a - si la mise en place est bien faite et si la fixation des manchettes et si les lames sur la base n'ont pas créé des frottements parasites ou des courbures susceptibles d'augmenter l'effort t_0 nécessaire pour tirer la lame intermédiaire quand le capteur n'est pas chargé.

En principe, nous tolérons un accroissement de 2 à 3% pour la valeur de t_0 après la mise en place, et ceci, à cause des effets d'appuis du capteur sur le fond de la caisse et les attaches qui servent à le fixer contre la paroi.

Si le capteur accuse une résistance plus élevée que lors de l'étalonnage, nous en cherchons la cause avant de saupoudrer le sable. En principe, le moindre défaut influence ces lectures à vide.

b - Si les témoins sont bien fixés et s'ils ne communiquent aucun mouvement à leur entourage. Cette constatation est très importante. Nous savons qu'un léger mouvement apporté au milieu d'un massif de sol peut transformer et perturber complètement la distribution des contraintes dans le massif.

Enfin, cette lecture de t_0 nous servira comme lecture de référence pendant toute la série d'expériences. Une fois l'essai terminé, et la cuve vidée du sol, une lecture finale, avant de démonter l'appareillage, nous permettra d'apprécier la fidélité des témoins. Cette dernière lecture nous permettra de constater :

a - Si le frottement parasite a pris naissance dans les témoins. En effet, il pourrait arriver, pour des expériences de longue durée, qu'un manque d'attention sur la protection extérieure des témoins permette l'introduction de poussières entre les lames, ce qui pourrait augmenter le coefficient de frottement d'acier sur acier.

de constater :

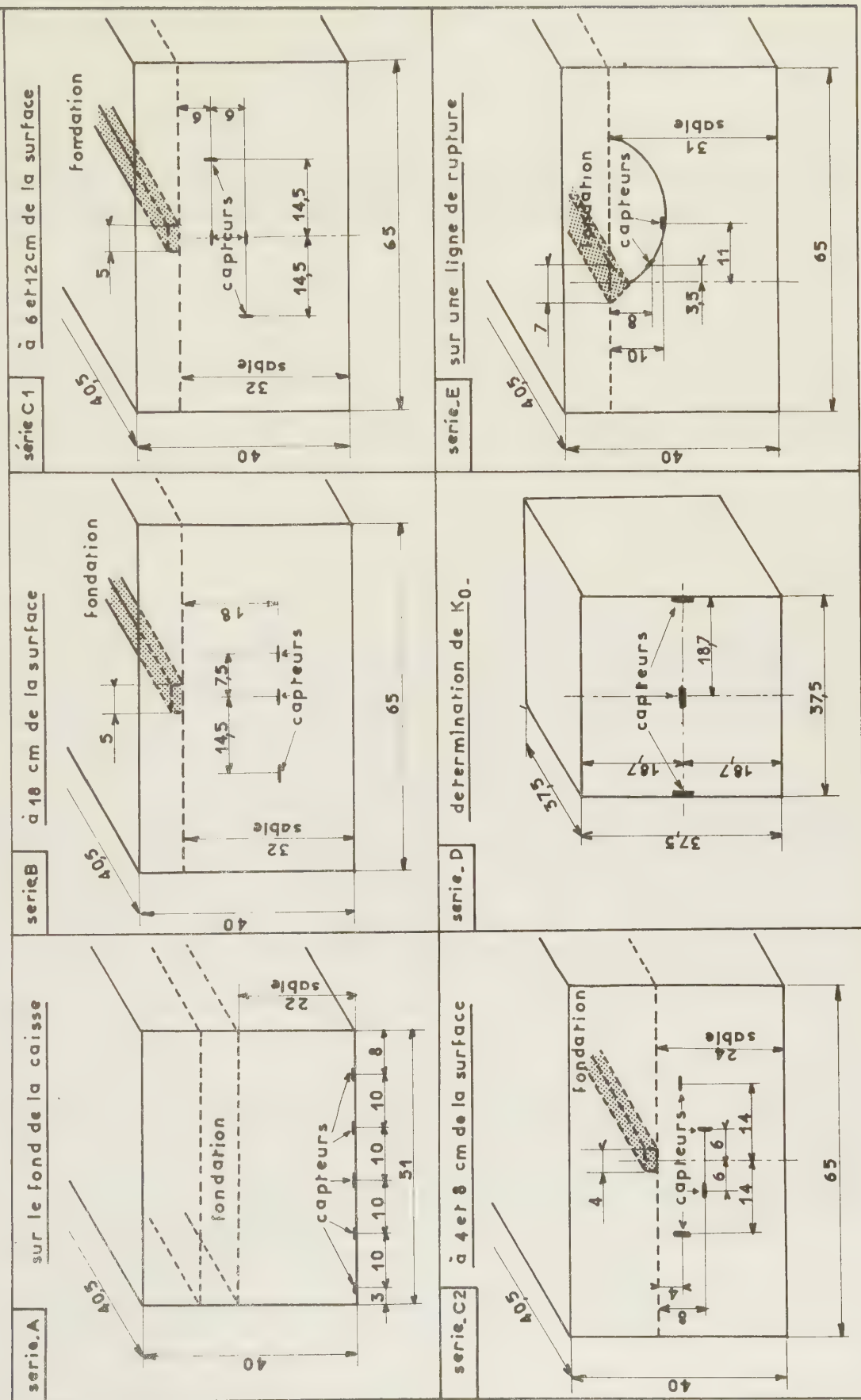
b - Si les témoins donnent à 1% près les valeurs qu'ils nous avaient données au début d'expérience, leur fidélité est satisfaisante. Nous réétalonnons ces capteurs après le démontage dans les mêmes conditions qu'avant l'expérience. Une dispersion de 1% est seulement tolérée.

c - Si on constate une très grande augmentation de t_0 , on peut penser aussi à d'autres causes que celle expliquée plus haut (cas *a*). En effet, si cet accroissement de la valeur de t_0 est important, on peut rechercher sa cause dans les déformations, il ne reste qu'à recommencer l'expérience tout en prenant des précautions pour éviter la naissance de ces déformations (cas de notre Essai I - série A).

Dans tout ce qui précède, nous avons signalé les précautions que nous avons prises en général pour tous les essais. Mais il nous est arrivé d'en prendre d'autres lors de certaines expériences et nous les préciserons pour chaque cas.

La figure 3-4 schématise l'ensemble des dispositifs de nos expériences.

Fig. 3-4 emplacement des capteurs et schémas des modèles utilisés pour les expériences de A à E
pour définir la répartition des contraintes :



CHAPITRE I

SERIE A

32 - REPARTITION DES CONTRAINTES SUR LE FOND D'UNE CAISSE REMPLIE D'UN MATERIAU PULVERULENT UNIFORMEMENT CHARGE SUR TOUTE SA SURFACE LIBRE

321 - BUT DES EXPERIENCES DE CETTE SERIE

Cette première série d'expériences a été exécutée pour nous renseigner sur la sensibilité et la fidélité aussi bien que sur les conditions de mise en place des dynamomètres à friction.

Pour cela, nous avons tenté de mesurer à l'aide des dynamomètres à friction, la répartition des pressions sur le fond d'une caisse remplie soit de sable de Seine (expérience *b*) soit de billes de verre (expérience *a*) et supportant différentes charges sur sa surface libre.

322 - APPAREILLAGE

On trouvera sur la figure 3-5 une illustration de l'appareillage adapté à cette série d'expériences

La mise en place du matériau et des capteurs fut exécutée comme il a été décrit au paragraphe précédent. Avant de réaliser l'appareillage représenté sur la figure 3-5, nous avons fait un essai sur un dispositif semblable, sans poser la caisse sur un lit de sable. Au cours des chargements, nous avons aperçu des déformations sur le fond de la caisse, ce qui nous amena à modifier l'appareillage et à adopter la solution présentée sur la figure 3-5.

Les capteurs tels qu'ils ont été placés sur le fond de la caisse, nous permettent d'avoir la répartition des pressions sur le fond de la caisse, et l'effet des parois sur cette répartition. En effet, si la répartition des pressions est symétrique par rapport à l'axe transversal de la caisse, on aura la répartition des pressions pour les sections espacées de 5 cm sur la base de la cuve, et s'il y a une dissymétrie, on en verra le sens.

Nous avons procédé à trois différentes expériences dans cette série :

a - Toute la surface de la cuve remplie de billes de verre uniformément chargée.

b - Mêmes expériences que les expériences *a* avec le sable de Seine.

c - Permutation des témoins.

Pour chaque série d'essais, nous avons procédé à plusieurs cycles de chargement et de déchargement et nous avons étudié la répartition des contraintes sur le fond de la cuve.

a Nous avons chargé le massif successivement à $n_1, n_2, \dots, n_n$ g/cm² sur sa surface, pour chacun de ces chargements, nous avons mesuré l'effort t_n nécessaire à faire glisser la lame intermédiaire des capteurs. Dans cette série, nous avons fait 5 cycles de chargements et de déchargements. Les résultats obtenus sont représentés sur les graphiques 3-6.

Nous donnons plus loin la récapitulation des résultats obtenus, et les discuterons à la fin du chapitre des essais de la série A.

b - Nous avons répété les expériences (a) en remplaçant les billes de verre par le sable de Seine dont nous avons donné les caractéristiques.

c - Afin de connaître la sensibilité et la fidélité des témoins, nous avons procédé à une permutation de ces derniers dans le cas des billes de verre.

323 - LES RESULTATS OBTENUS

Les graphiques 3-6 et 3-7 illustrent les résultats de cette série d'expériences.

Sur chaque graphique, nous avons dessiné, à l'échelle, la section horizontale du fond de la cuve d'essai et y avons montré le placement de chaque témoin, et sur chaque section qui présente le placement d'un témoin, nous avons apporté les contraintes données par ce témoin en pourcentage de la pression appliquée sur la surface libre du massif.

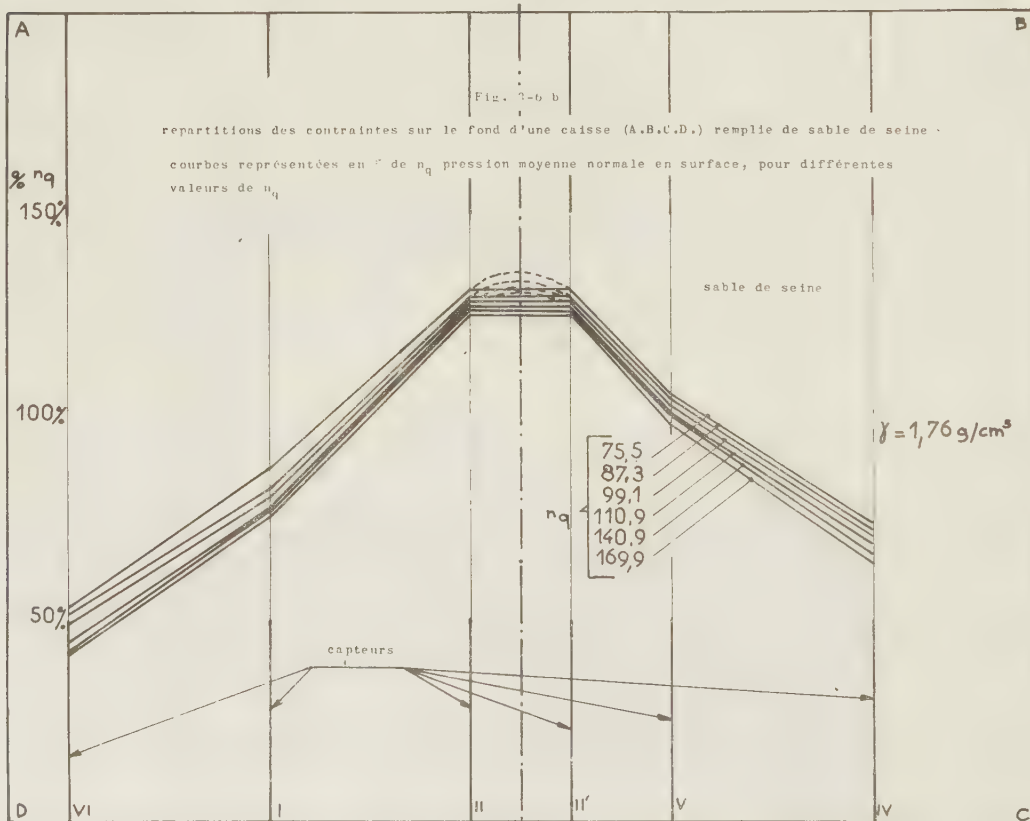
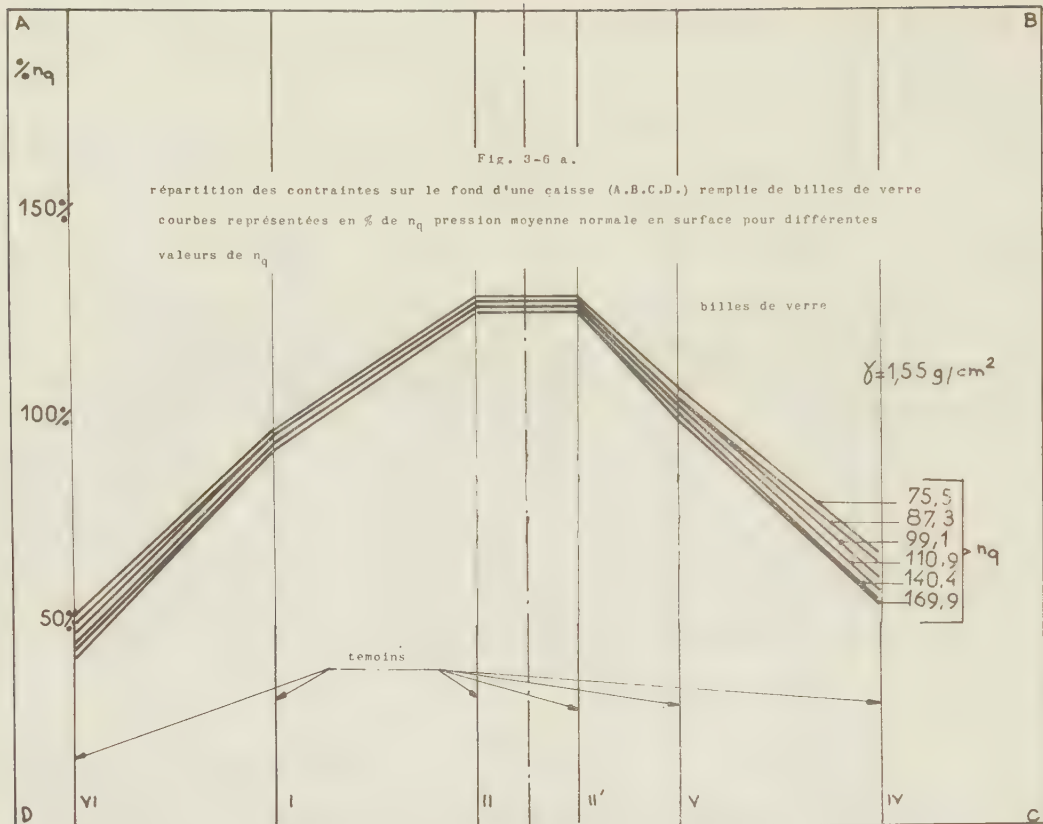
Le graphique 3-6a illustre les résultats des expériences avec les billes de verre, le graphique 3-6b ceux des expériences avec le sable de Seine. Le graphique 3-6c représente un exemple des résultats d'un cycle de 5 chargements et de déchargements à $n_q = 110,9 \text{ g/cm}^2$, uniformément réparti sur toute la surface libre du matériau. Enfin, le graphique 3-7 montre les résultats obtenus par permutation des témoins.

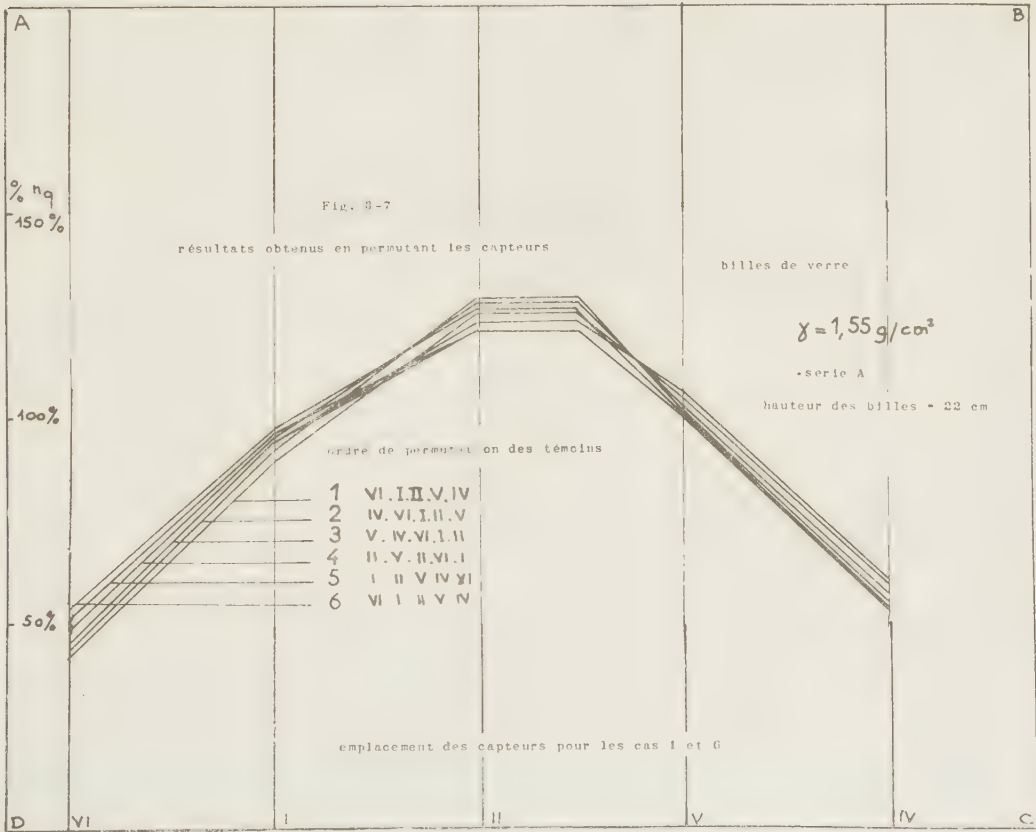
324 - REMARQUES ET CONCLUSIONS

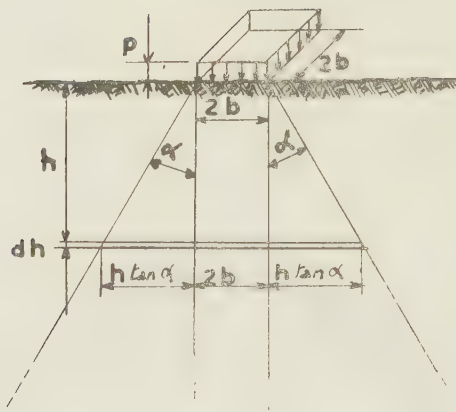
Il est intéressant à remarquer que la répartition des contraintes sur le fond de la cuve n'est pas toujours symétrique par rapport à l'axe transversal de la cuve. En effet, aussi bien sur le sable de Seine que sur les billes de verre, l'interprétation des résultats que nous avons obtenus permet de penser que la répartition des contraintes sur le fond de la cuve suit des lois non définies et varie pour la même charge d'un état de chargement à un autre. Pour éclaircir ce point, nous avons procédé à des chargements et des déchargements successifs. Ainsi, pour chaque valeur de n_q , nous avons fait des cycles de 5 chargements et de déchargements. Dans un même cycle, les contraintes mesurées par les témoins pour un chargement donné se différencient, mais la moyenne des contraintes mesurées par les 5 capteurs reste sensiblement fixe et varie seulement en fonction de n_q . Ceci nous rassure sur l'indéformabilité du fond de la caisse et permet de penser que les contraintes mesurées sont les contraintes réelles transmises aux différentes sections du fond de la cuve, d'autant plus que la permutation des témoins ne crée pas de changements considérables dans la valeur des moyennes obtenues pour chaque chargement.

Les témoins placés près des extrémités de la cuve mesurent des contraintes sensiblement moins élevées que celles placées vers le centre, ceci se traduit par l'influence de la présence des parois, en plus si nous admettons une répartition des contraintes à l'angle α avec la verticale dans un massif semi-infini chargé par une semelle carrée sur sa surface libre (fig 3-8a), la répartition des contraintes sur une section horizontale à profondeur de ce massif n'est pas uniforme (fig 3-8b), or, dans le cas du fond de la cuve, les parois latérales et le fond s'en éloignent du cas représenté sur la figure 3-8a, il y a tout lieu de croire que l'allure de la répartition des contraintes représentée, sur la figure 3-6, n'est pas sans influence sur la répartition des contraintes sur le fond de la caisse.

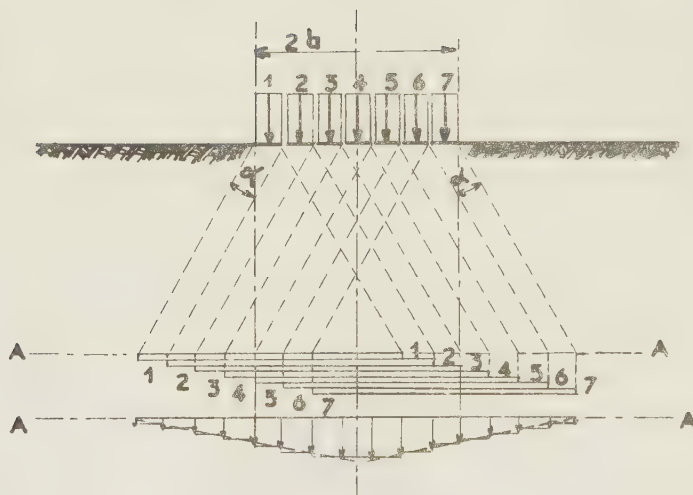
Si la non uniformité de la répartition des contraintes est l'effet de la présence des parois, on observe que l'effet de paroi augmente avec n_q et la moyenne de pourcentage de n_q supporté par le







(a)



(b)

Fig. 3-8

- a/ répartition des contraintes dans un massif sous une semelle carrée uniformément chargée
- b/ interférence des pressions sous une semelle uniformément chargée mettant en évidence que la répartition des contraintes ne peut pas être uniforme sur une section horizontale en profondeur

fond de la caisse diminue quand n_q croît.*

La variation des contraintes sur une même section pour une charge définie au cours des différents cas de chargements dans un même cycle nous laisse croire que dans un massif pulvérulent la répartition des contraintes peut prendre différentes formes, et comme l'ont montré les essais de Dantu (Dantu 1957) d'un état de chargement à l'autre, la vitesse de chargement ou la moindre vibration créée au voisinage de matériau d'expérience peut transformer la position des contraintes dans le massif. Nous reviendrons sur ce sujet.

325 - CONCLUSIONS

3251 - Les résultats des expériences faites avec les billes de verre et le sable de Seine concordent.

3252 - La stabilité de la moyenne des contraintes supportées par le massif, transmise au fond de la cuve après la permutation des témoins, nous permet de conclure que les témoins sont fidèles. d'autant plus qu'après chaque déchargement, la valeur de leur lecture initiale n'avait pas changé.

3253 - Le pourcentage des contraintes transmises à une base horizontale supportant un matériau pulvérulent peut différer à un point donné et pour une charge donnée au cours de deux cycles différents de chargements. Mais la moyenne de pourcentage des contraintes transmises à cette base est sensiblement constante et dépend de n_q (contrainte supportée par le massif). On ne peut donc pas définir la valeur stricte de ces contraintes, mais nos résultats nous encouragent à penser que les variations causées par l'hétérogénéité du massif ou son anisotropie ne dépassent pas les 20% de la valeur des contraintes moyennes supportées par chaque section de la base.

3254 - Le pourcentage des contraintes supportées par le fond de la caisse baisse quand n_q croît, donc l'effet des parois a augmenté avec n_q dans les limites de nos expériences.

* Les parois de la cuve étaient assez rigides et nous avons chargé la surface de matériaux dans les limites bien inférieures à celles qui pouvaient déformer les parois par la poussée latérale.

33 - TENTATIVE DE MESURE DES CONTRAINTES AU SEIN D'UN MASSIF PULVERULENT SEMI-INFINI et HORIZONTAL, CHARGE A SA SURFACE LIBRE PAR UNE BANDE INFINIE DE LARGEUR 2b

BUT DES EXPERIENCES DE CES SERIES.

Nous nous sommes proposés d'étudier la répartition des contraintes au sein d'un massif pulvérulent semi-infini, soumis à une surcharge uniformément répartie sur une bande infinie de sa surface

Comme nous l'avons déjà dit pour le calcul des contraintes au milieu de tels massifs, on se sert des formules théoriques données pour les matériaux ayant des caractéristiques élastiques (chapitre 11-341).

L'application de ces formules dans le cas des sols est admise quand ces massifs sont sollicités par de faibles charges. Nous avons tenté de déterminer expérimentalement les contraintes et leur répartition au sein d'un massif pulvérulent, chargé sur une bande indéfinie de sa surface libre et de trouver par tâtonnements les limites d'application des formules provenant de la théorie mathématique de l'élasticité.

331 - REALISATION

- La réalisation de ces expériences était conditionnée par les facteurs suivants :

a - L'appareillage devait nous permettre de traiter un problème plan et mesurer les contraintes au sein du massif, loin des parois.

b - Les parois devant être assez rigides pour pouvoir supporter les actions du sol au moment du chargement sans accuser de déflexions ou d'autres déplacements

c - La distance verticale des témoins de la surface du massif devrait être choisie : d'une part, de façon à nous fournir des mesures aux profondeurs où la distribution des contraintes n'est pas perturbée par la présence de la fondation, et d'autre part, en proportion des autres dimensions de la cuve.

d - Les charges appliquées devaient être assez petites par rapport à la charge limite que le matériau pouvait supporter sur sa surface pour nous permettre de rester dans le domaine élastique.

e - Avoir la possibilité d'accroître la charge sur la fondation pour détecter le rapport de la contrainte mesurée à la charge appliquée quand on s'approche des domaines élasto plastiques ou plastiques.

f - Pouvoir mesurer, pour une mise en place donnée et un seul chargement la valeur des contraintes à plus d'un point au sein du massif.

g - La présence des témoins ne doit pas apporter de modifications sur le tenseur des contraintes régnant au droit des autres capteurs.

Pour répondre à ces conditions, nous avons confectionné les modèles réduits représentés sur les figures 3-9, 3-10, 3-11. Les dimensions sont données sur les figures.

3311 - APPAREILLAGES DE LA SERIE B (fig. 3-9)

La hauteur du sable au-dessus des dynamomètres est plus petite que la moitié de la largeur de la caisse. Sur l'appareillage de la figure 3-9, trois capteurs de contraintes sont placés de manière à nous donner la valeur de la composante verticale des contraintes dans le sable, seulement à 10 cm des parois longitudinales et à 19,26 et 33,5 cm des parois transversales.

Ainsi, nous avons la possibilité de mesurer la moyenne de ces composantes verticales dans différentes sections de la caisse, sur les bandes de 1 cm de largeur et de 20 cm de longueur à l'endroit de 3 sections différentes de la caisse, aux distances égales des parois longitudinales du modèle étudié.

3312 - APPAREILLAGE DE LA SERIE C (fig. 3-10 et 3-11).

Nous avons confectionné pour cette série d'expérience, deux différents modèles réduits : l'appareillage C₁ (fig. 3-10) et l'appareillage C₂ (fig. 3-11). Les appareillages de cette série d'expériences devaient nous permettre d'évaluer, en même temps que la contrainte verticale au sein d'un massif, la contrainte conjuguée à celle-ci. Nous avons placé nos témoins à 6 et 12 cm de la surface de sable pour l'appareillage des expériences C₁ et à 4 et 8 cm de profondeur pour l'appareillage des expériences C₂. Ceci nous permet d'avoir la répartition des contraintes à deux différents niveaux. Sur les figures, on trouve les dimensions de ces appareillages.

Comme le schéma des appareillages le montre (fig. 3-10), nous avons placé deux témoins dans chaque niveau de façon à avoir la possibilité de mesurer la contrainte horizontale et la contrainte verticale à chaque niveau.

32 - APPLICATION DES CHARGES - CYCLES DE CHARGEMENTS ET DE DECHARGEMENTS

3321 - LIMITE DE CHARGEMENT

Nous verrons au paragraphe 343 chapitre II que, théoriquement, un massif pulvérulent de densité γ et chargé uniformément sur une bande infinie de largeur $2b$ placée à sa surface peut supporter au maximum une pression de :

$$n_r = \gamma \cdot b \cdot S_{1,3}$$

($S_{1,3}$ est un terme dépendant de l'angle de frottement interne du matériau φ et sa valeur se calcule à l'aide des tables de poussée et de butée de Caquot-Kérisel).

3322 - Nous avons commencé nos cycles de chargement par les pressions $n_q = k_0 n_r$ avec $k_0 = 0$ n_q étant la pression moyenne transmise par la semelle à la surface d'appui. Nous avons mesuré les contraintes correspondantes à cette charge dans nos témoins et avons chargé le sable à $n_q = k_1 n_r$ et ainsi de suite, nous avons continué à augmenter n_q jusqu'à la rupture du matériau pour $n_q = K_r n_r$.

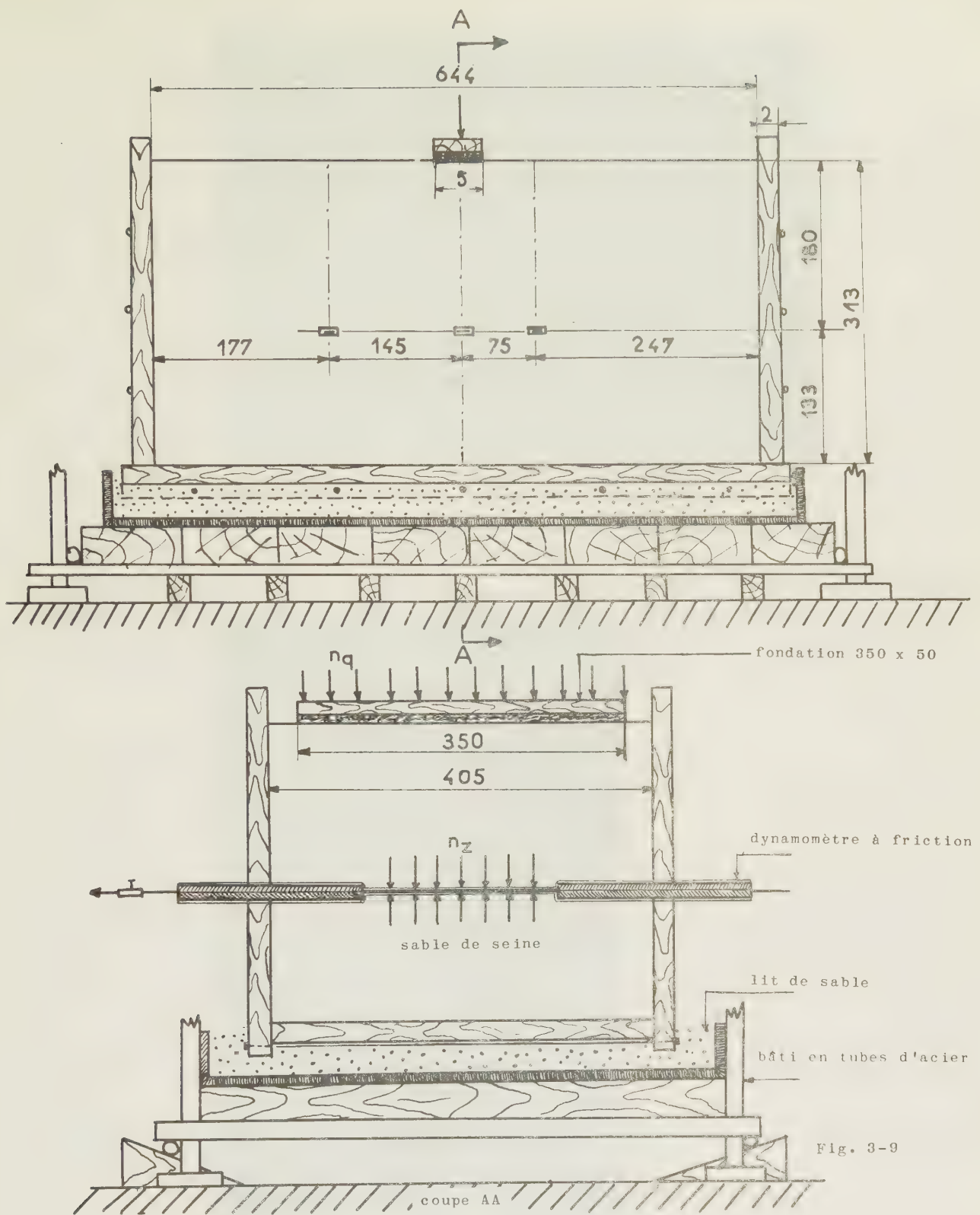


Fig. 3-9

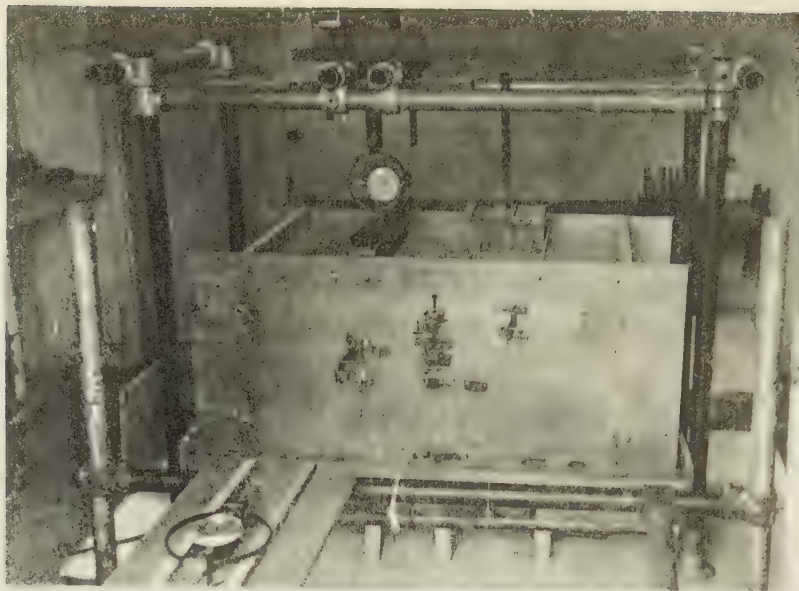


Fig. 3-10. Expériences série C_1 et dispositif de chargement

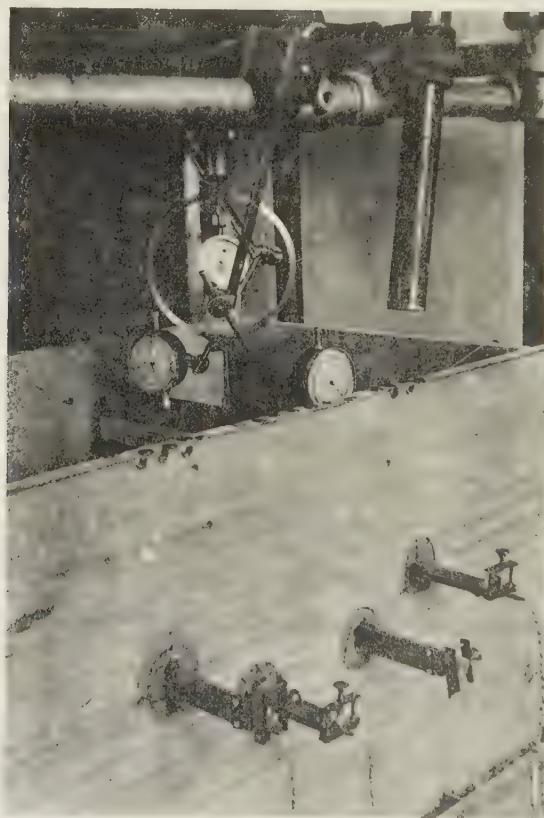


Fig. 3-11. Expériences série C_2

Prenant en considération les notations illustrées sur la figure 3-14, nous résumons ainsi les règles suivies pendant nos expériences. Le témoin N est placé à la profondeur Z et à distance horizontale x de l'axe de la semelle (fig. 3-14). Considérons ce point comme l'origine et comme Z est constant pour ce témoin, changer x veut dire balayer la surface du matériau en déplaçant la semelle parallèlement à sa position initiale; si nous étudions pour différentes valeurs de x et de n_q les valeurs de n_z ou n_x , nous aurons la répartition des contraintes sur le plan horizontal Z. Nos témoins étant placés aux différents Z, un balayage nous donnera la ligne d'influence de la pression n_q à différents niveaux. En considérant $n_q = k n_r$, nous devons tenir compte que les états d'équilibre dans le milieu de $n_q = 0$ jusqu'à la rupture dépend des valeurs de k ; or, si pour une valeur de $k = k_n$ et $x = 1$ dans une zone quelconque du massif un état d'équilibre élasto-plastique ou plastique commence à apparaître, la valeur des contraintes dans une partie ou dans l'ensemble de la zone de placement de nos témoins en sera modifiée et la ligne d'influence perdra sa signification. Mais si, pour x constant, nous varions k jusqu'à la rupture, et après la rupture vidons la caisse et recommençons l'expérience pour les mêmes valeurs de k , en changeant x , la ligne d'influence trouvée par la mesure des contraintes à N gardera toute sa signification de $k_0 = 0$ jusqu'à la rupture. Nos appareillages nous permettant de déplacer la position de notre fondation sur la caisse (changement de x) et de placer les témoins à deux niveaux différents pour chaque expérience (2 valeurs pour Z); c'est en changeant k de k_0 à k_r pour un x constant que nous avons fait nos expériences.

Etant donnée l'importance des limites des équilibres dans les milieux pulvérulents, nous avons tenté d'étudier de près ces limites; pour ceci, nous avons étudié les variations de n_z pour k constant en fonction du temps. Cette étude nous a permis de déterminer pratiquement la valeur de k_f de façon que pour $n_q > k_f n_r$ la valeur de n_z accuse des variations sensibles en fonction de temps. Ceci pourra nous éclairer sur les limites de fluage des contraintes dans ces milieux.

333 - REMARQUES SUR LES APPAREILLAGES ET LES EXPERIENCES

La conception des appareillages C_1 et C_2 nous permet d'étudier le coefficient K , coefficient de la réaction latérale de sable.

Nous pouvons de même chercher la répartition des contraintes dans le massif. Le placement des capteurs est tel que l'effet de présence des parois est négligeable sur la distribution des contraintes au droit de la section de placement des capteurs, pour diminuer le danger des modifications apportées par la présence même des capteurs sur la distribution des contraintes dans le massif, leur placement est choisi de façon que l'effet de leur présence dans le sol ne s'ajoute pas, et qu'il se réduise pour chaque cas à celui de la présence d'un seul témoin dans le massif. D'après ce que nous avons vu sur les dynamomètres à friction, on peut négliger ces modifications. Les profondeurs choisies pour la mesure des contraintes permettent de faire des mesures dans les différentes zones et de trouver les variations du facteur d'influence de la surcharge avec la profondeur en fonction de n_q / n_r .

334 - Nous donnerons l'interprétation des résultats de ces expériences au chapitre III. Les paragraphes du chapitre II seront consacrés à l'étude théorique des problèmes concernant les états d'équilibre des milieux pulvérulents et la répartition des contraintes dans ces milieux.

CHAPITRE II

34. ETUDE THEORIQUE DE L'EQUILIBRE DES MASSIFS PULVERULENTS

En vue d'éclaircir le but de nos recherches et de fournir une base de comparaison aux résultats de nos expériences, il nous semble utile, avant de présenter ceux-ci, de faire une étude sommaire des conceptions théoriques ou empiriques qui sont utilisées actuellement pour résoudre les problèmes de la mécanique des sols.

Dans cette idée, nous avons consacré le présent chapitre à la présentation de ces conceptions et des formules qu'on en déduit.

341 EQUILIBRE ELASTIQUE ET EQUILIBRE LIMITE DES MASSIFS PULVERULENTS

3411 Les milieux pulvérulents, dont les diverses parties n'éprouvent, à glisser les unes sur les autres, d'autre résistance que leur frottement mutuel, sont susceptibles de quelques modes distincts d'équilibre. Nous discuterons ici leur état d'équilibre élastique et leur équilibre limite.

Prenons comme exemple de l'équilibre élastique un élément au sein d'un massif pulvérulent en repos; dans cet état, il est facile de comprendre que le travail des forces de frottement entre les grains est nul jusqu'au moment où les grains ont un mouvement relatif, et que la valeur des forces latérales sur l'élément est plus grande que la valeur minimum de cette force pour un sol en état d'expansion (poussée). Au contraire, pour un sol en état d'équilibre limite, le travail des forces de frottement atteint sa valeur maximum et la force latérale en cas d'expansion atteint sa valeur minimum.

3412 CONSIDERATIONS GENERALES SUR LES EQUATIONS D'EQUILIBRE DES MASSIFS PULVERULENTS

Tandis que les métaux et les fluides, soumis à des pressions variables depuis zéro jusqu'à de grandes valeurs, opposant à une même déformation qu'on leur fait subir une résistance constante, finie pour les premiers, nulle pour les seconds les milieux pulvérulents résistent aux changements de forme avec une énergie d'autant plus grande qu'ils supportent dans tous les sens une pression moyenne plus considérable; fluides tant qu'on ne les comprime pas, ils deviennent en quelque sorte solides sous pression. Leurs coefficients d'élasticité, au lieu d'être constants comme chez les solides ou chez les fluides, sont fonction des contraintes qu'ils supportent.

Si on veut appliquer les équations différentielles d'équilibre, ou celles qui relient les contraintes et les déformations dans un corps élastique, homogène, continu et isotrope au cas des massifs pulvérulents, comme dans tous les états d'équilibre, il faut que ces équations répondent à certaines conditions dues aux caractéristiques de la matière Boussinesq, en considérant les conditions des contraintes et des déformations dans le cas des matériaux pulvérulents et en tenant compte que le milieu considéré, pour des valeurs finies des trois déformations principales δ_1 , δ_2 et δ_3 ne peuvent supporter les forces élastiques tangentielles de grandeur sensible dès que la pression moyenne est nulle, arrive à prouver que la dilatation cubique est négligeable en comparaison des trois dilatations linéaires dont elle égale sensiblement la somme algébrique, ou qu'on peut admettre la relation d'incompressibilité:

$$\frac{\delta u}{\delta x} + \frac{\delta v}{\delta y} + \frac{\delta w}{\delta z} = 0$$

ce qui constitue en soi une équation à ajouter aux autres équations d'équilibre de l'élément de volume.

3413 Mais il faut aussi observer qu'en intégrant les équations différentielles d'équilibre, il faut tenir compte des limites d'élasticité que présente nécessairement la matière pulvérulente considérée.

De même qu'en traitant de l'élasticité des solides soumis à des forces données, on exprime que la plus grande déformation linéaire en chaque point doit rester inférieure à la valeur pour laquelle les déformations commenceraient à avoir une partie permanente sensible, de même il faut exprimer ici que la plus grande déformation linéaire éprouvée aux divers points du massif atteint tout au plus la valeur maxima qui ne peut être dépassée sans compromettre l'équilibre d'élasticité. Comme les corps pulvérulents sont dénués de cohésion, on arrive à ce résultat que les déformations doivent rester dans les limites où la composante tangentielle des contraintes correspondantes reste inférieure à une certaine valeur qui dépend essentiellement de la grandeur de n (contrainte normale à la surface élémentaire). Si nous cherchons cette condition et que nous l'introduisons dans les équations d'équilibre en considérant qu'à la limite l'angle que fait une contrainte avec la normale à l'élément plan sur lequel elle s'exerce est égal à ∞ , nous arrivons à l'équation de l'équilibre limite.

3414 DETERMINATION THEORIQUE DES CONTRAINTES DANS UN SOL ELASTIQUE HORIZONTAL, HOMOGENE ET ISOTROPE DONT LA SURFACE SUPPORTE DES PRESSIONS DONNEES.

Malgré ce qui vient d'être exposé sur les variations des modules d'élasticité des matériaux pulvérulents, il est d'usage de négliger cette caractéristique pour déterminer la répartition des contraintes au sein d'un massif pulvérulent chargé à sa surface, et de les confondre avec un corps homogène, isotrope et élastique, et d'appliquer les formules bien connues de Boussinesq

En partant des équations d'équilibre d'un solide, homogène et isotrope, limité d'un côté par un plan, indéfini dans tous les autres sens et soumis à sa surface à une charge connue, Boussinesq fut le premier à démontrer mathématiquement que les contraintes agissantes sur un élément en profondeur z ont pour expression (la figure 3-12a illustre les notations du problème de Boussinesq relatif à une charge ponctuelle) :

$$\left\{ \begin{array}{l} n_x = \frac{3q}{2\pi} \frac{Z^2}{r^4} \frac{x}{r} \\ n_y = \frac{3q}{2\pi} \frac{Z^2}{r^4} \frac{y}{r} \\ n_z = \frac{3q}{2\pi} \frac{Z^2}{r^4} \frac{Z}{r} \end{array} \right.$$

On voit que la charge q exercée sur la surface à l'origine des coordonnées fait naître, sur toute l'étendue des couches parallèles à cette surface, des contraintes obliques, dirigées suivant le prolongement des rayons r issus de l'origine et égales en chaque endroit à :

$$\frac{3q}{2\pi} \frac{Z^2}{r^4} \cos^2 \alpha$$

Il émane donc en ligne droite du point d'application de la force donnée, des contraintes internes s'exerçant sur toutes les couches parallèles à la surface; ces contraintes sont proportionnelles à celles qu'on exerce au dehors, et varient en raison composée inverse du carré r^2 de la distance et du carré $\frac{r^2}{Z^2}$ du rapport de cette distance à la profondeur de la couche qui les supporte.

Les figures 3-12, 3-13, 3-15, 3-16 illustrent la répartition des contraintes dans un milieu pulvérulent d'après les formules de Boussinesq. La figure 3-14 représente l'application de cette formule au cas d'une semelle filante, auquel cas l'expression des contraintes devient :

$$n_z = \frac{q}{2\pi} (\sin 2\psi_2 - \sin 2\psi_1) + 2(\psi_2 - \psi_1)$$

$$n_x = + \frac{q}{2\pi} (\sin 2\psi_1 - \sin 2\psi_2) + 2(\psi_2 - \psi_1)$$

La figure 3-15 est une illustration des courbes d'égales pressions normales d'après ces formules.

3415 - Plusieurs chercheurs ont essayé de vérifier expérimentalement ces formules. Sur les figures 3-12 et 3-16, on voit une comparaison des résultats empiriques et des valeurs données par Boussinesq. Tous les chercheurs ont observé une concentration plus accentuée des contraintes sous la surface de chargement, cette observation a incité quelques auteurs à apporter des corrections aux formules de Boussinesq pour leur application aux sols. Une des propositions les plus connues de ce genre est celle de Fröhlich. Cet auteur propose de modifier la formule de Boussinesq sous la forme :

$$n_z = \frac{\nu q}{2\pi} Z^{\nu} (r^2 - Z^2)^{-\frac{(\nu+1)}{2}}$$

(la figure 3-12b illustre les lignes d'égales contraintes normales d'après cette formule pour différentes valeurs de ν). Fröhlich a appelé ν le coefficient de concentration; pour $\nu = 3$, nous avons la formule de Boussinesq. D'après Fröhlich, $\nu = 6$ s'approche mieux des résultats expérimentaux.

Plusieurs auteurs ont tenté d'intégrer l'équation de Fröhlich pour différents ν sur la surface de chargement d'un matériau pulvérulent. Le but de ces tentatives était de trouver des expressions simples donnant directement la valeur des contraintes verticales dans un sable, comme les expressions qu'on arrive à déduire en intégrant les formules de Boussinesq.

Pourtant, il faut remarquer que ces tentatives sont incompatibles avec la nature physique des phénomènes observés; car si on remarque que l'effet de concentration des contraintes peut être causé par l'effet du bord de la surface chargée, aucune intégration de l'équation de Fröhlich, avec un facteur de concentration constant sur toute la superficie de chargement ne peut être compatible avec la nature des choses. Il faut remarquer que Fröhlich lui-même n'a proposé sa formule que pour une charge concentrée.

3416 - Il résulte de ce que nous venons de dire que pour appliquer les formules provenant de la théorie mathématique d'élasticité aux matériaux pulvérulents, il faut :

- Rester dans les limites élastiques du matériau.

Réaliser jusqu'à quel point les hypothèses fondamentales de ces théories modifient les résultats,

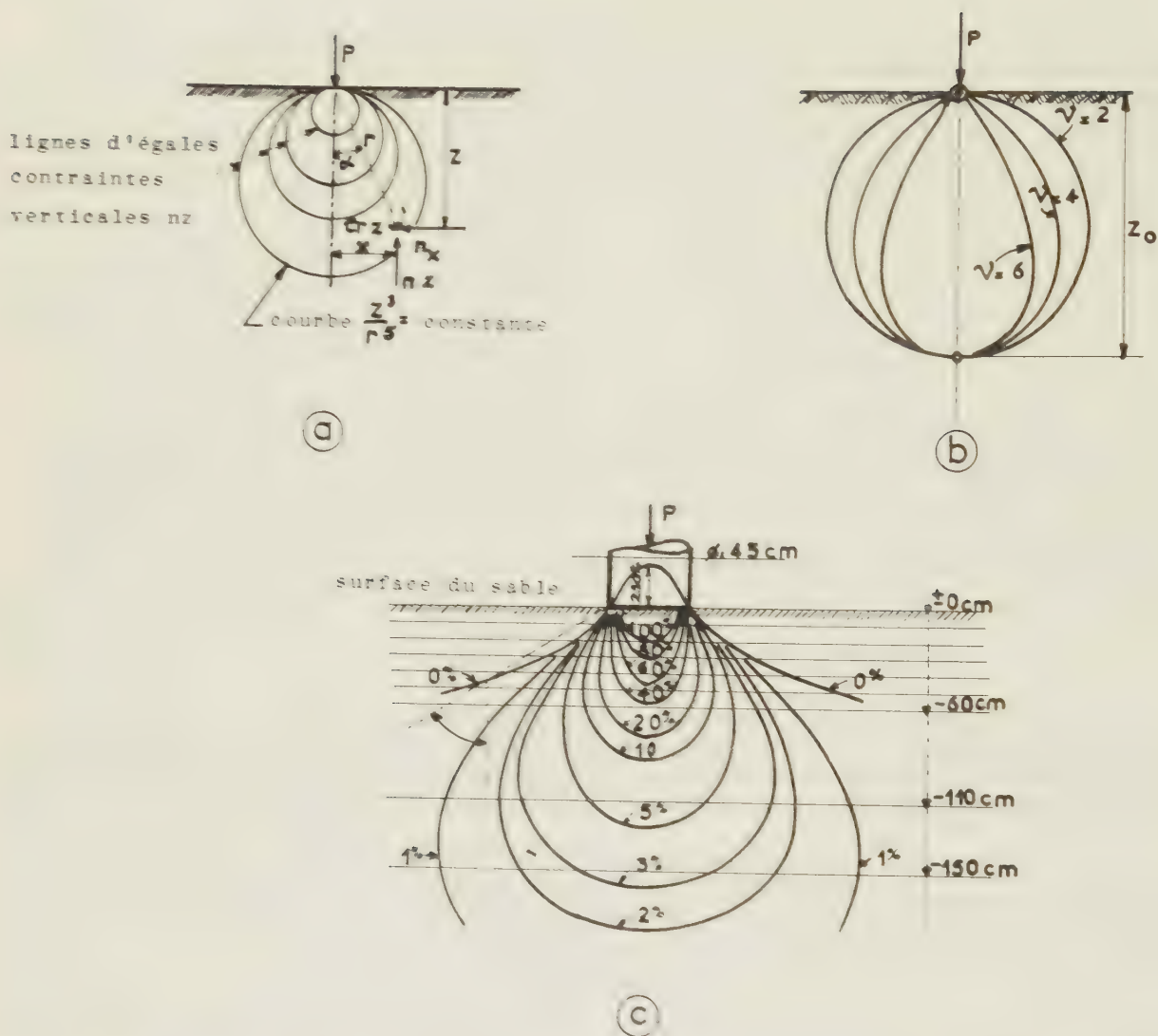
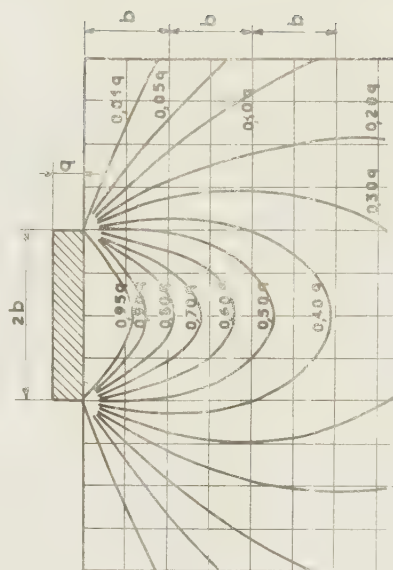
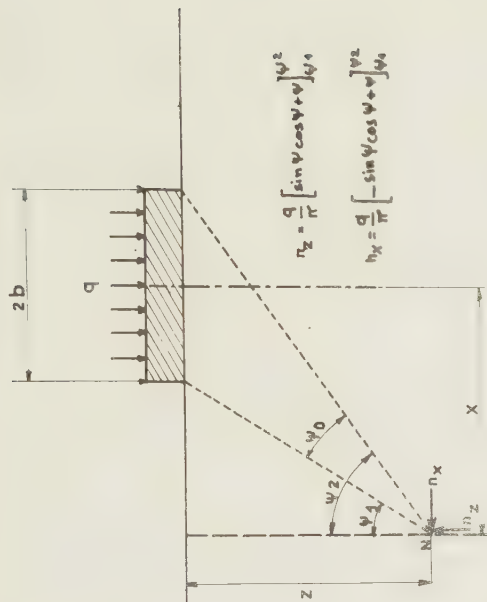
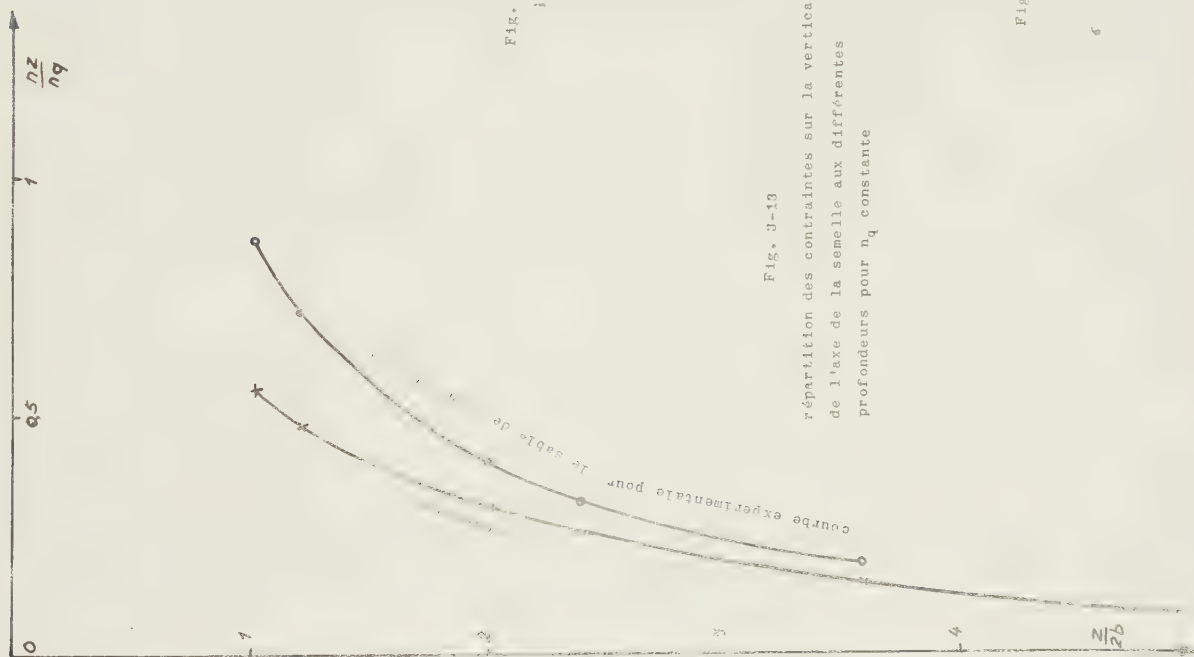


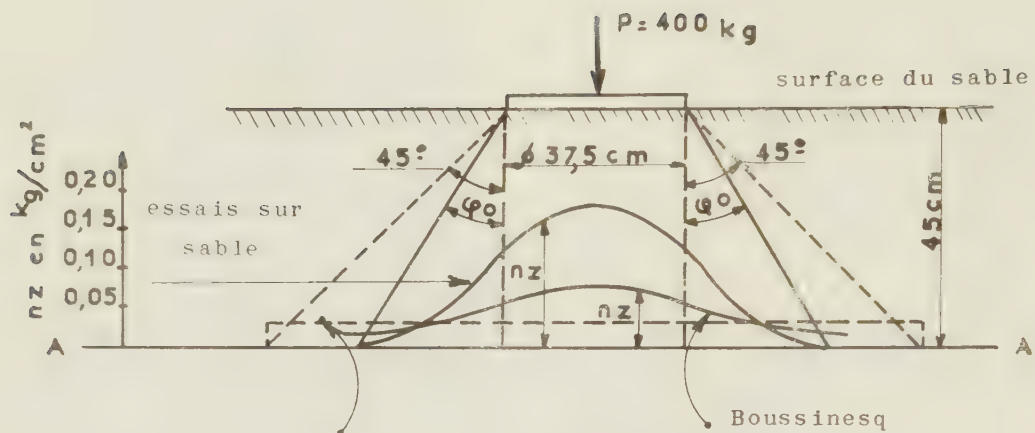
fig. 3-12. courbes d'égale composante verticale des contraintes s'exerçant sur des éléments plans horizontaux

a/ d'après Boussinesq

b/ d'après Froehlich pour les différentes valeurs de v facteur de concentration

c/ courbes empiriques exprimées en % de la pression moyenne en surface d'après Kogler et Scheldig (1927)





hypothèse d'une répartition uniforme sous 45 °

Fig. 3-16. répartition des contraintes normales sur le plan horizontal AA

comparaison entre la répartition établie par les essais de Hugi et Gerber (1927 et 1929) et la répartition donnée par la formule de Boussinesq

et enfin, trouver la limite concrète de la validité de ces formules.

Une partie de nos expériences a pour but, d'une part, la recherche de la répartition des contraintes dans le sable et l'influence de l'intensité de la pression appliquée sur la forme de cette répartition d'autre part, l'évaluation expérimentale des limites élastiques du sable et le rapport de ces limites avec γ et φ .

342 - CRITERE D'EQUILIBRE LIMITE DES MILIEUX CONTINUS PULVERULENTS.

3421 - EQUATIONS D'EQUILIBRE.

Nous nous bornons à l'étude des massifs homogènes et isotropes à deux dimensions, indéfinis dans une direction, c'est-à-dire tels que tous les plans perpendiculaires à cette direction sont des plans de symétrie du milieu. Ainsi, si nous rapportons un tel milieu à trois axes rectangulaires Ox, Oy, Oz , Oy correspondant à la direction dans laquelle le milieu est illimité, les équations d'équilibre se réduisent à deux.

$$\frac{\delta N_x}{\delta x} + \frac{\delta T_y}{\delta z} + \gamma X = 0$$

$$\frac{\delta T_y}{\delta x} - \frac{\delta N_z}{\delta z} + \gamma Z = 0$$

γ désigne la masse spécifique.

N_x, N_z, T_y, X et Z sont des fonctions de x et z seulement γ est une constante. X, Z désignent les composantes suivant O_x et O_z de l'effort exercé sur un élément du milieu divisé par la masse de l'élément.

Indépendamment de l'indétermination de la pression normale aux plans des symétries, il manque une équation pour déterminer dans les plans la valeur de N_x, N_z et T_y , il faut donc se donner une condition supplémentaire pour déterminer les valeurs des pressions dans les plans parallèles à xOz .

3422 - LOI DE COULOMB

Nous savons que, si par suite d'une rupture, un glissement se produit dans un milieu pulvérulent ou cohérent, il existe une relation entre la composante normale N et la composante tangentielle T de la forme $T = c + N \operatorname{tg} \varphi$. Dans le cas des milieux pulvérulents $c = 0$.

Dans de tels milieux, la condition d'équilibre est donc que l'on ait en chaque point, quelle que soit l'orientation de l'élément envisagé

$$T \leq N \operatorname{tg} \varphi$$

Nous avons vu que dans le cas de l'équilibre d'élasticité d'un massif, on doit toujours avoir :

$$T < N \operatorname{tg} \varphi$$

Dans ce cas, l'équilibre est surabondant et une petite déformation pourra entraîner de petites variations de pression sans que la valeur critique de rupture soit atteinte. Ce régime d'équilibre d'élasticité est en général limité à une surface sur laquelle on aura

$$T = N \operatorname{tg} \varphi$$

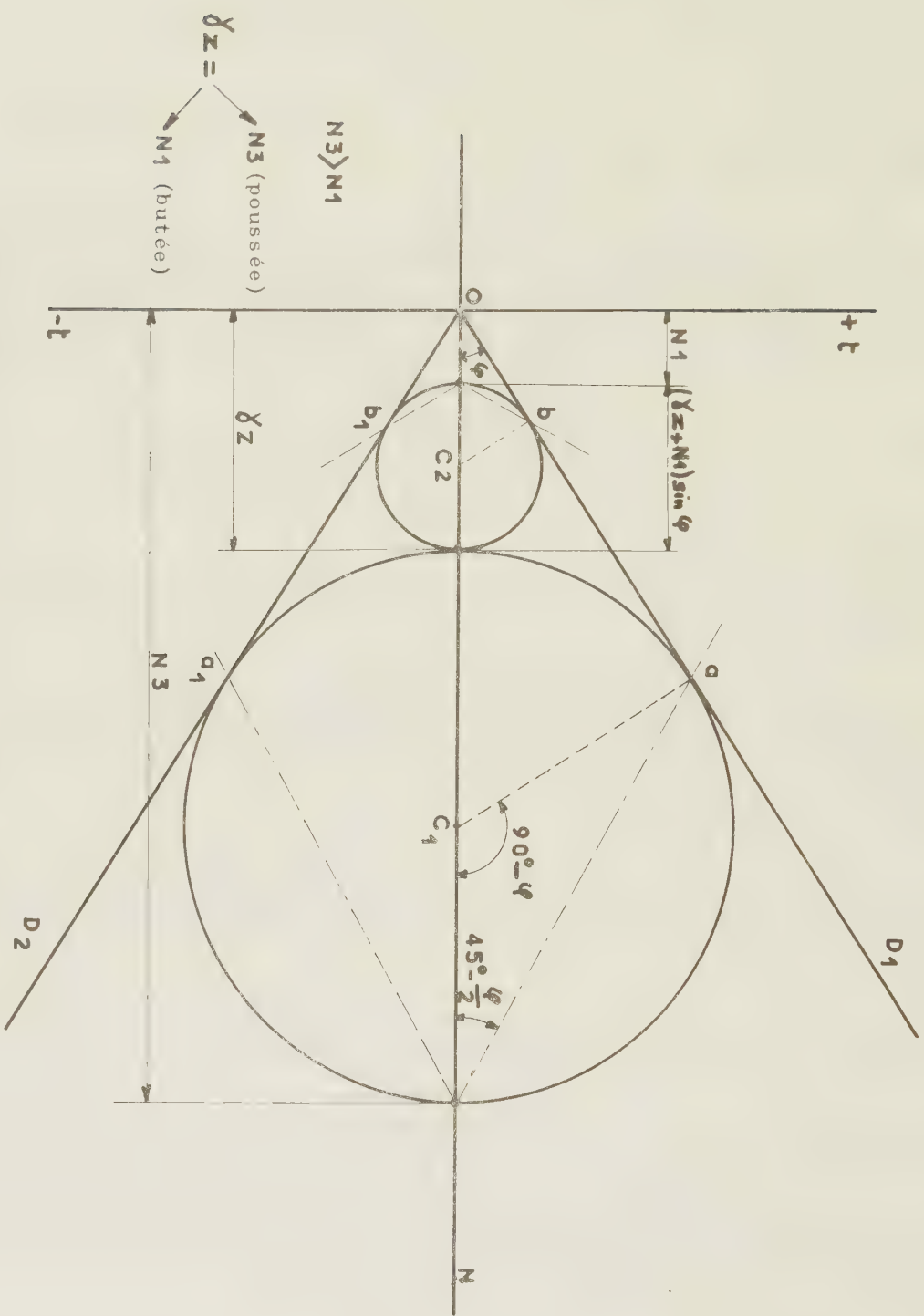


Fig. 3-17. représentation de Mohr des états d'équilibre limite d'un milieu pulvérulent horizontal

Cette surface limite le domaine où l'on peut déterminer les pressions au moyen des équations de l'élasticité.

Voyons les cas qui pourront se produire au delà de cette surface limite :

1 Le rapport de la composante tangentielle maxima à la contrainte normale correspondante qui sur la surface limite atteint la valeur de $\frac{T}{N} = \operatorname{tg} \varphi$ décroît au delà. on se retrouve alors dans le cas de l'équilibre surabondant, et, dans ce cas, les déformations sont très petites dans chacun des deux domaines, s'il y a glissement le long de la surface limite, celle-ci est forcément très voisine d'une surface superposable à elle-même. Dans le cas le plus général, c'est une surface hélicoïdale ; dans le cas étudié à deux dimensions c'est un cylindre de révolution, avec, comme cas particulier le plan.

2 - Le milieu change au delà de la surface limite (mur, etc).

3 - On a en tous les points du nouveau domaine pour l'orientation la plus défavorable : $T = N \operatorname{tg} \varphi$. Le milieu est alors en équilibre limite. Il n'y a plus de relation entre les contraintes et les déformations.

Dans le cas des milieux à deux dimensions, les ellipses de contraintes en tous points du milieu sont semblables entre elles, l'angle maximum de la contrainte avec la normale étant égal à φ . On voit que les équations de l'élasticité ne sont plus valables mais la relation $T = N \operatorname{tg} \varphi$ fournit une condition supplémentaire qui, avec les deux équations d'équilibre, permet de déterminer les contraintes*. Sur la figure 3-17, on voit la représentation de Mohr concernant un massif horizontal. Il est facile de démontrer que la condition d'équilibre d'un milieu pulvérulent à deux dimensions est que le cercle de Mohr, correspondant à un point quelconque du milieu, soit situé à l'intérieur de la région limitée par les deux demi droites OD_1 et OD_2 faisant l'angle φ avec l'axe On et qu'on appelle les courbes intrinsèques du milieu. Le milieu est en équilibre limite si tous les cercles sont tangents aux droites OD_1 et OD_2 .

Rappelons que deux des cercles de Mohr relatifs à un point à profondeur z peuvent seulement être tangents aux droites intrinsèques du matériau. Ce sont les deux cercles qui représentent les états d'équilibre limite relatifs à cet élément. Appelons γ la densité du matériau, N_3 et N_1 les contraintes principales extrêmes avec $N_3 > N_1$; si γz est une des contraintes principales, nous pouvons avoir, selon les cas : $\gamma z = N_1$ ou $\gamma z = N_3$; les deux états correspondants sont appelés équilibre de butée et équilibre de poussée (fig. 3-17); c'est l'état d'équilibre de Rankine.

3423 Nous avons donné quelques notions sur l'état d'équilibre limite. Signalons que l'étude d'un massif pulvérulent à l'état dynamique n'est abordable que lorsqu'on se borne au cas le plus simple. En effet, dans une masse pulvérulente dont les grains roulent ou glissent les uns sur les autres avec des vitesses relatives notables et éprouvent des déplacements excédant sans cesse leur limite d'élasticité les contraintes doivent avoir des valeurs extrêmement complexes.

Mais quand les déformations s'effectuent avec assez peu de rapidité pour que les inerties soient négligeables et pour que les pressions exercées en chaque point ne diffèrent pas sensiblement des forces élastiques maxima, il serait possible d'établir les équations différentielles de l'équilibre limite ainsi produit, pourvu que le corps soit et reste isotrope à l'état naturel.

* Remarquons que les équations d'équilibre limite d'un milieu pulvérulent ne paraissent pas pouvoir être intégrées dans le cas général autrement que par les méthodes approchées. M. CAQUOT a résolu le problème dans son ensemble par ces méthodes et en France, on se sert des tables de Caquot-Kerisel pour le calcul de la poussée et de la butée.

Il importe d'observer que les déformations totales éprouvées jusqu'à l'époque t par une particule de dimensions très petites, se composent alors de deux parties bien distinctes : ce sont d'une part, les déformations dites plastiques ou non réversibles qui subsisteraient si la particule devenait à l'époque t , isolée du reste du corps et abandonnée à elle-même de manière à n'être plus soumise à aucune pression extérieure ni intérieure, d'autre part, les petites déformations élastiques dues à son état actuel de tension ou de compression. On pourrait considérer par suite, à chaque instant, pour tout élément matériel de volume, en particulier :

1. des positions actuelles d'état naturel (x, y, z) de ses divers points ;

2. les petits déplacements élastiques qui séparent ces positions d'état naturel des positions vraies. Mais, en général, les coordonnées x, y, z dont il s'agit ne varient pas avec continuité quand on passe de la matière d'une particule à celle des particules voisines. Il en résulte que les coordonnées de chaque particule ne pourront pas servir de variables indépendantes et qu'il faut les définir en fonction du temps.

Les composantes de déformations seront :

$$\frac{\delta u}{\delta x} dt \quad \frac{\delta v}{\delta y} dt \quad \frac{\delta w}{\delta z} dt$$

$$\left(\frac{\delta v}{\delta z} + \frac{\delta w}{\delta y} \right) dt \quad \left(\frac{\delta w}{\delta x} + \frac{\delta u}{\delta z} \right) dt \quad \left(\frac{\delta u}{\delta y} + \frac{\delta v}{\delta x} \right) dt$$

Ceci nous est montré encore par l'expérience que les fonctions des déformations obtenues par les contraintes n dépendent non seulement de n et de u, v, w , mais encore de leurs dérivées par rapport au temps :

$$\frac{dn}{dt} \text{ et } \left(\frac{du}{dt}, \frac{dv}{dt}, \frac{dw}{dt} \right)$$

On connaît les diagrammes expérimentaux de $n(u, v, w)$ pour les expériences de chargement et de déchargement répétées sur certains matériaux. Ces diagrammes décrivent une boucle sensiblement fermée au bout d'un petit nombre de répétitions. L'aire de cette boucle mesure le travail absorbé au cours du cycle qui entre en jeu dans l'amortissement des vibrations libres du corps considéré. Cette aire dépend de la grandeur de la déformation de sa vitesse d'application et, pour les matériaux sans cohésion, d'une partie du frottement solide.

Au delà du domaine élastique, toute déformation provoque une réaction qui disparaît avec le temps, et toute charge provoque une déformation qui croît indéfiniment. Dans cet état, le facteur de temps joue pourtant un rôle important car pour les chargements infiniment rapides, le corps peut agir élastiquement.

3424 Il résulte de ce résumé, qu'en tenant compte des relations contraintes / déformations, si on arrive à étudier les variations des contraintes en fonction du temps au sein d'un milieu semi infini pour un état de chargement donné, on pourra en déduire en quelque sorte l'état des déformations ou l'état d'équilibre régnant dans le massif autour du point donné.

3431. CALCUL DE LA PRESSION MAXIMUM ADMISSIBLE A LA SURFACE D'UN MATERIAU PULVERULENT.

3431 Pour pouvoir comparer les résultats de nos expériences avec les valeurs théoriques, nous avons calculé, dans chaque cas, la force portante limite du sable d'expérience à l'aide de la théorie de la butée d'après les tables de Caquot-Kerisel.

Cette théorie étant exclusivement valable dans un état d'équilibre limite, nous nous sommes servi du rapport de la pression moyenne supportée par le sable sous la fondation pour chaque chargement à cette force portante limite pour présenter nos résultats.

En regardant les diagrammes de variations des contraintes mesurées aux différentes profondeurs en fonction des pressions appliquées à la surface, on voit donc les variations de ces contraintes à la limite d'équilibre élastique, intermédiaire et plastique. Il s'agit donc de constater la dépendance de ces variations de la force portante limite.

3432 Vue l'importance que présente la pression maximum admissible en surface du matériau de nos essais pour l'interprétation des résultats, nous allons indiquer sommairement les bases théoriques qui aboutissent à son calcul. Dans ce qui suit, la force portante limite sera notée n_T et nous l'appellerons la pression critique.

La pression critique se calcule en supposant que la charge appliquée amène le sol à la limite du refoulement. Dans ce cas, le sol n'est plus en état d'équilibre d'élasticité et il faut chercher à appliquer les équations des états d'équilibre limite. Observons dès maintenant que le passage d'un état d'équilibre à l'autre ne pourra se faire que d'une façon continue, et ceci exclue l'emploi des théories, comme celle de Rankine, où on admet le passage subit d'un état d'équilibre à l'autre.

3433 D'une façon générale, n_T dépend de la densité, de l'angle de frottement interne du matériau pulvérulent et des dimensions de la surface de chargement. Son calcul se fait souvent d'après les formules empiriques proposées par différents auteurs. Un calcul théorique a été fait par M. Caquot en appliquant la théorie de la butée à l'état d'équilibre d'écoulement de Prandtl (fig. 3-18a et b). Ce calcul est relatif à n_T sous une semelle filante.

3434. CONSIDERATIONS SUR LA THEORIE DE PRANDTL POUR L'ETAT D'EQUILIBRE D'ECOULEMENT.

La théorie de Prandtl pour un milieu semi infini chargé par une semelle filante est basée sur les hypothèses suivantes :

1 - Le sol est homogène, isotrope et sans poids.

2 - On admet que les coins ABD, AEF et BE'F' (fig. 3-18a) agissent comme des coins rigides et se déplacent sans déformations. Les zones AED et BDF' sont en déformations plastiques.

3 - La courbe intrinsèque du sol est une droite.

4 - Dans les zones plastiques II, les contraintes le long de chaque rayon vecteur tel B_x sont constantes, mais elles varient d'un rayon vecteur à l'autre avec l'angle ξ .

Prandtl écrit l'équilibre des zones plastiques (II) Les conditions aux limites sont: la plus grande des contraintes principales sur AD et BD est égale à n_r et la plus petite des contraintes principales sur AE et BE' est égale à zéro. Pour un sol cohérent avec une cohésion C et l'angle de frottement φ , Prandtl donne pour n_r :

$$n_r = \frac{C}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right]$$

formule qui n'est pas applicable aux matériaux pulvérulents car avec $C = 0$, il vient $n_r = 0$ (ceci provient de ce que le milieu considéré est sans poids). Plusieurs auteurs comme Terzaghi, Taylor, etc, ont apporté des corrections à cette formule pour son application aux matériaux pulvérulents.*

3435 En prenant la théorie du coin de Prandtl dont les angles $\hat{A}$ et $\hat{B}$ se déterminent à l'aide de la théorie de Rankine, M. Caquot fait une application de la théorie de la butée sur les écrans AD et BD du coin. Il est évident que la somme de la composante normale de la butée sur les deux écrans inclinés à $(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ sur la verticale nous donne $2 b n_b$. Dans ce cas, la contrainte de butée n_b à l'obliquité φ agissant sur BD est la conjuguée de la direction AD et elle se calcule en prenant :

$$\beta = (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \text{ et } \omega = 0$$

La force résultante de la butée sur l'écran BD (fig. 3-18b) est :

$$\frac{1}{2} \gamma \frac{b^2}{\sin^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})} n_b$$

où n_b est la contrainte de la butée donnée dans les tables.

La pression résultante sur la demi-largeur b due à la composante verticale de cette contrainte est :

$$\frac{1}{2} \gamma n_b \frac{b (\cos \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{\sin^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}$$

* La formule de Prandtl corrigée par Terzaghi est :

$$n_r = \frac{c + c'}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right]$$

dans laquelle

$c' = h \gamma \operatorname{tg} \varphi$

γ = densité du matériau

et $h = \frac{\text{surface des zones I, II et III}}{\text{longueur FF'}} \quad (\text{fig. 3-18})$

D'autre part, Terzaghi admet la forme de rupture représentée sur la figure 3-18c pour une semelle filante de largeur 2b uniformément chargée et posée sur le massif pulvérulent, et en considérant l'équilibre des coins ABD, BDF, ACE et CEG, il arrive à la formule générale suivante :

$$n_r = \frac{b \gamma \left[1 - \operatorname{tg}^4 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \right]}{2 \operatorname{tg}^5 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})} + \frac{2 c}{b (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \sin^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}$$

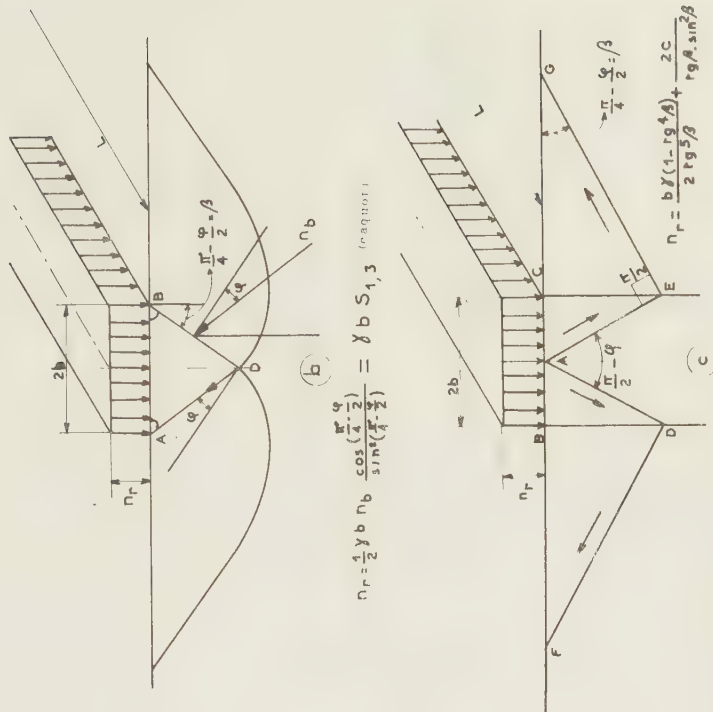


Fig. 3-18 bis. détermination de la pression maximum P max admissible en surface sous une

semelle très longue $\frac{L}{2b} \rightarrow \infty$

- (b) représentation de la solution caquot
- (c) représentation de la solution Terraghi

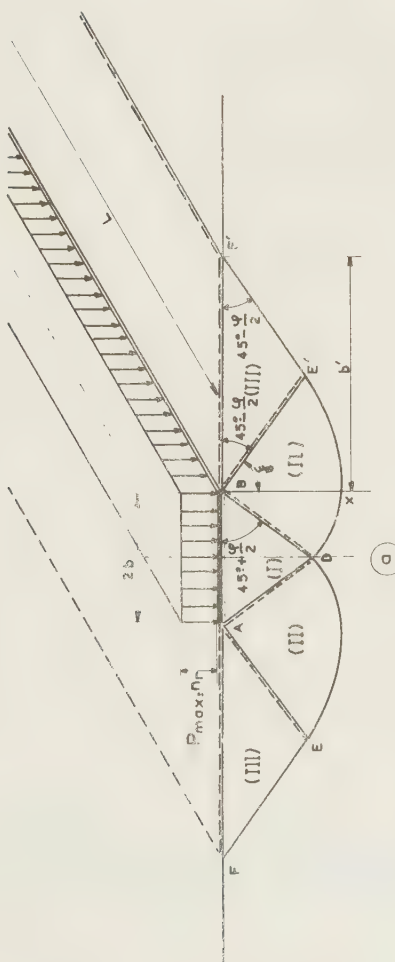


Fig. 3-18. détermination de la pression maximum P max admissible en surface sous une semelle

très longue $\frac{L}{2b} \rightarrow \infty$

(a) (solution de Prandtl - 1921)

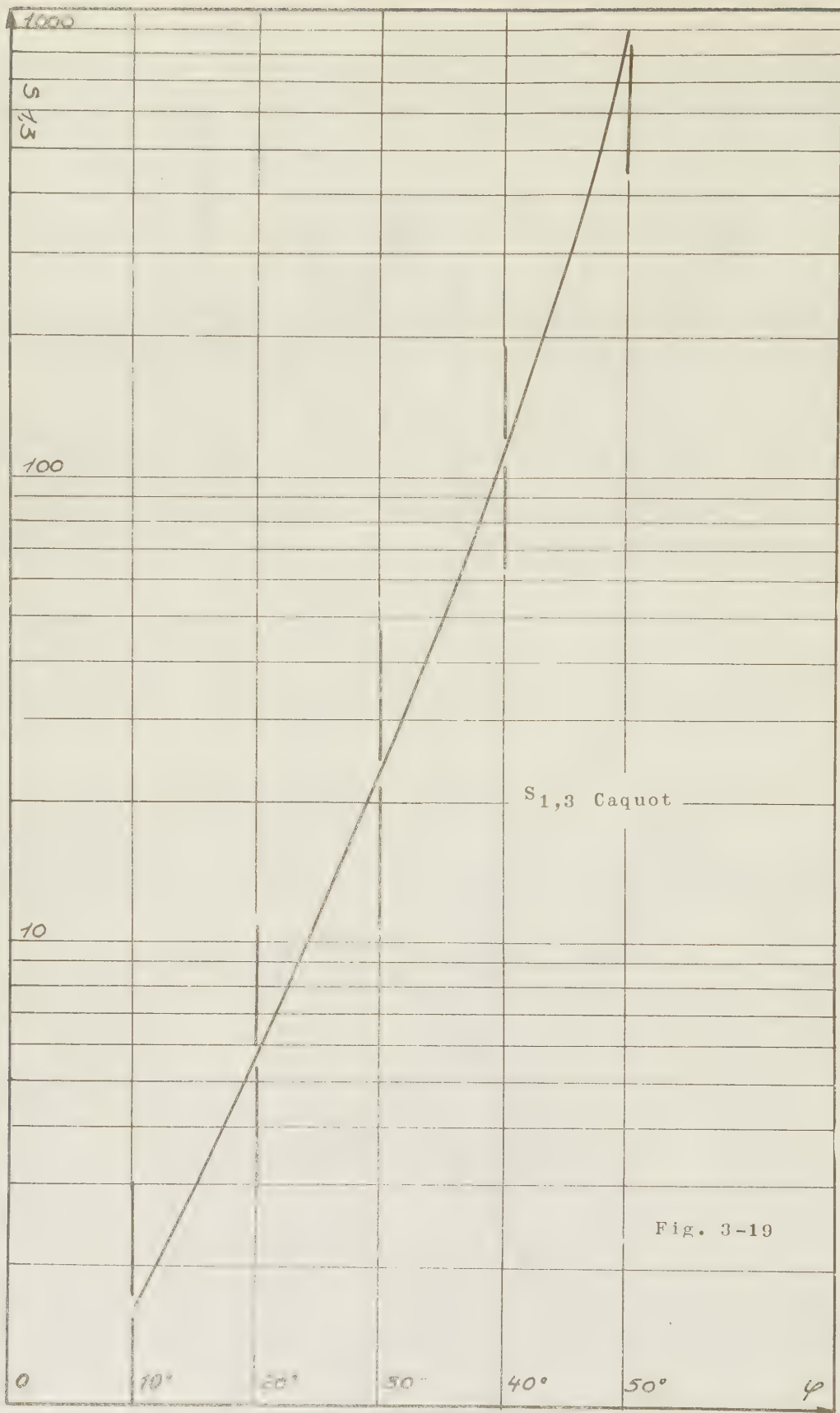


Fig. 3-19

Caquot-Kerisel donnent les valeurs de :

$$\frac{1}{2} n_b \frac{\cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

pour différentes valeurs de φ et l'appellent $S_{1.3}$ (fig. 3-19).

Ces formules sont applicables au cas du problème à deux dimensions, c'est-à-dire aux semelles filantes.

CHAPITRE III

35 RESULTATS DES EXPERIENCES DES SERIES B et C : INTERPRETATION :

PRELIMINAIRE

Ce chapitre est consacré à la présentation des résultats des expériences des séries B et C. Nous avons déjà exposé les buts recherchés par ces expériences (33). Il nous reste donc, en présentant nos résultats, à commenter les méthodes employées et les arguments qui ont décidé du choix de la présentation des résultats de chaque série d'essais.

351 REPRESENTATION GRAPHIQUE

La représentation graphique des résultats doit faciliter l'interprétation et nous fournir un moyen de comparaison facile entre les caractéristiques recherchées soit par différents essais sur le même matériau, soit par un essai bien défini sur différents matériaux.

3511 Pour faciliter l'interprétation de nos résultats, nous portons, sur chaque graphique, le rapport de $\frac{n_q}{\gamma_b S_{1.3}}$ où n_q est la pression moyenne transmise par la semelle à la surface de sable et $\gamma_b S_{1.3}$ la pression critique de ce sable (343). Pour essayer de constater expérimentalement le passage d'un état d'équilibre à l'autre, nous donnons sur les graphiques, avec les résultats de nos expériences, les valeurs que nous fournissent les formules mathématiques de l'élasticité (Boussinesq) d'une part, et celles que nous donnent les contraintes des équilibres limites (Caquot) ou les contraintes sur les surfaces de rupture (Kotter) d'autre part.

Enfin, pour fixer les limites de fluage des contraintes au sein du massif expérimenté, nous donnons graphiquement la variation de ces contraintes internes pour les pressions appliquées sur la surface, en fonction du temps.

3512 - Etant donné que la valeur des contraintes en chaque point d'un corps élastique définit un état de déformation, et comme il nous est impossible de mesurer les déformations au sein d'un massif pulvérulent, nous avons pensé qu'une courbe de la variation des contraintes au sein d'un massif, en fonction des pressions appliquées sur le massif, pourrait nous fournir des renseignements sur la déformation et la variation des coefficients d'élasticité du matériau en fonction de ces pressions.

352 DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DU SABLE APRES CHAQUE MISE EN PLACE

3521 - Pour chaque mise en place, nous avons défini la densité γ de sable en place comme il a été décrit auparavant (312). Pour calculer $S_{1.3}$ nous avons déterminé l'angle de frottement interne du sable en place d'après le graphique (3-1 a)

3522 - Les valeurs représentées sur le graphique (3-1 a) sont déterminées d'après les essais de cisaillement sur le sable de Seine (0,2 2) pour différentes densités. La dispersion qui accompagne ce genre d'expériences ne nous permet pas de donner une valeur rigoureuse à ϕ , mais permet cependant

de le définir pour une γ donnée à un degré près. Ceci a été vérifié par de nombreux essais triaxiaux ou cisaillements directs avec plan de rupture imposé.

3523. Il résulte de ce que nous venons de dire que les valeurs de n_r pour une densité donnée peuvent être prises entre deux valeurs extrêmes extraites du graphique (3-1 a). En effet, si φ_m correspond à γ_m sur le graphique (3-1 a), on peut attribuer à n_r correspondant toutes les valeurs entre

$$b \gamma_m^f (\varphi_m + 1^\circ) \geq n_r \geq b \gamma_m^f (\varphi_m - 1^\circ)$$

où $f(\varphi_m + 1^\circ)$ représente $S_{1.3}$ relatif à l'angle de frottement interne $(\varphi_m + 1^\circ)$.

La différence entre deux valeurs extrêmes de n_r est d'autant plus importante que la densité correspondante est plus grande. Prenons par exemple le cas de $\gamma = 1,50 \text{ g/cm}^3$ correspondant à $\varphi = 30^\circ$ et le cas de $\gamma = 1,705 \text{ g/cm}^3$ correspondant à $\varphi = 40^\circ$. La différence entre les valeurs extrêmes de $S_{1.3}$ pour $\varphi = 30 \pm 1^\circ$ est de 6,5 tandis que celle relative à $\varphi = 40 \pm 1^\circ$ est de 42. Le graphique 3-19 représente les variations de la fonction $S_{1.3} = f(\varphi)$.

3524. On voit donc que la différence entre les deux facteurs extrêmes multiplicateurs de $b \gamma$ pour une densité donnée devient très importante quand γ est grande. On peut donc dire que si on fait des expériences sur le sable lâche, on aura moins de dispersion. Cette conclusion pourrait être exacte si la densité de sable lâche restait constante une fois le sable chargé; en effet, pour un état, de chargement donné, les variations des modules d'élasticité et de compacité paraissent être plus importantes pour un sable lâche que pour un sable dense. Ceci étant, remarquons que les contraintes supportées par un sable de densité faible étant très petites, leurs répartitions seraient plus difficiles à déterminer et nous avons préféré opérer à une densité relativement forte plutôt que de prendre un sable déversé.

3525. CONCLUSION CONCERNANT φ et n_r

Nous avons pris comme valeur de φ celle que le graphique 3-1 a nous fournit directement. Pour tant nous avons porté, à titre indicatif, sur certains graphiques, le rapport de $\frac{n_q}{n_r \max}$, $n_r \max$ étant la pression critique calculée pour $\varphi_m + 1^\circ$. Nous concluerons que les valeurs de $\frac{n_q}{n_r}$ portées sur nos graphiques ne présentent pas des valeurs rigoureuses et absolues et que les n_r calculées ne sont que des valeurs voisines des valeurs réelles en place. On doit donc prendre en considération ces variations sur n_r pour interpréter les résultats de nos expériences.

TABEAU DES VALEURS DE γ POUR DIFFERENTS ESSAIS DE CHAQUE SERIE DES EXPERIENCES

ESSAI n°	1			2			3			4			5		
SERIE	γ_g / cm^3	φ°	S 1.3	γ_g / cm^3	φ°	S 1.3	γ_g / cm^3	φ°	S 1.3	γ_g / cm^3	φ°	S 1.3	γ_g / cm^3	φ°	S 1.3
Série A	1,73			1,75			1,73			1,74			1,71	39° 20'	103
B	1,76	42°	170	1,75	41° 20'	145	1,735	40° 40'	130	1,755	41° 40'	153	1,745	41° 20'	145
C ₁	1,74	41°	135	1,74	41°	135	1,75	41° 20'	145	1,756	41° 40'	153	1,76	42°	170
C ₂	1,75	41° 20'	145	1,755	41° 40'	153	1,745	41° 10'	140	1,758	41° 50'	160	1,74	41°	135
D	1,79			1,74			1,76			1,77			1,75		
E	1,72	40°	113	1,74	41°	135	1,735	40° 40'	130						

3526. Dans le tableau ci-dessus, nous donnons les valeurs de densité relatives à 5 mises en place dans chaque série de nos expériences, nous avons donné aussi les valeurs de φ et de S 1.3 correspondant à chaque cas.

353 - EFFET DE DIFFERENTS MODES DE CHARGEMENT

3531. EFFET DE CHARGEMENT ET DE DECHARGEMENT REPETE $\Delta n_q = \frac{n_r}{5}$

ADAPTATION : Le graphique 3-20 est une représentation des résultats obtenus par les expériences de chargement et de déchargement répétées à $n_q = \frac{n_r}{5}$. Sur l'abscisse, on a porté les valeurs de n pour $z = 4$ cm et $z = 6$ cm; sur l'ordonnée on a porté $n_q = \frac{n_r}{5}$. Dans ce cas, n_r est la valeur de la contrainte normale moyenne mesurée par le capteur avant le chargement (poids de sable). $n_{z,1}$ est la valeur de cette contrainte pour le premier chargement, $n_{o,1}$ est la valeur trouvée après le déchargement etc.

Nous avons observé une augmentation de n_o après les premiers chargements; en effet, n_o tend vers une valeur n_{oi} constante après quelques cycles de chargement et de déchargement. Nous pensons que ceci correspond à l'adaptation du matériau à son nouvel état dû à l'application des contraintes. Comme cet effet pourrait être une cause d'erreur dans l'interprétation des résultats, nous avons essayé d'atteindre n_{oi} pour chaque mise en place, avant de commencer l'expérience. Pour cela, nous avons fait des cycles de chargement et de déchargement en appliquant une pression uniforme n_a à toute la surface de sable d'expérience, jusqu'à ce que la valeur de n_o pour le sable non chargé se fixe à n_{oi} . n_a est choisi plus grande que n_r calculée pour la fondation et le sable de l'expérience.

3532. CHARGEMENT CROISSANT PAR APPLICATION DE Δn_q CONSTANTE PAR INTERVALLE Δt de temps

L'augmentation de la pression moyenne sur la surface de contact de la fondation et du sol étant choisie $\Delta n_q = \text{cte}$ nous avons fait varier le temps Δt l'intervalle de deux chargements successifs et nous avons étudié la stabilité des valeurs de n_z pendant le temps Δt . Le graphique 3-21 est la représentation des observations faites pendant ces essais. Pour chaque pression n_q appliquée sur la surface, on a présenté les variations de n_z correspondantes dans le temps. Ce graphique est le résultat de nos observations sur plus de 30 expériences dans la série C_1 et C_2 et est valable pour les valeurs de $Z \leq 4$ b.

3533. CHARGEMENT CROISSANT AVEC UNE VITESSE MOYENNE CONSTANTE

Nous disons vitesse moyenne car entre les chargements $k_0 n_r$ et $k_1 n_r$, pendant un temps t_m presque constant, nous sommes obligés d'arrêter le chargement à n_q pour mesurer les valeurs de n_z ou n_x . Toutes nos expériences destinées à déterminer la répartition expérimentale des contraintes dans le massif sont exécutées d'après cette règle. Les graphiques 3-22, 3-23, 3-24, 3-25, 3-26, 3-27, 3-28 illustrent les résultats obtenus par ces expériences.

Le graphique 3-29 est la représentation des variations du rapport $\frac{n_x}{n_z} = k$, coefficient de la poussée latérale de sable évalué au cours de ces expériences.

3534 - CHARGEMENT CONTINU ET CROISSANT JUSQU'À LA RUPTURE

Ce genre de chargement fut exécuté seulement à titre indicatif pour connaître les limites de la ligne de rupture et l'influence du mode de chargement sur la valeur de la pression critique. Nous en parlerons au moment de la discussion des résultats.

354 - CONSIDERATIONS GÉNÉRALES SUR LES RÉSULTATS OBTENUS

Avant de discuter l'ensemble des résultats, nous allons les commenter et les critiquer dans l'ordre de présentation des graphiques.

3541 - Les observations traduites sur le graphique 3-21 permettent de penser que la valeur de n_z ; mesurée à la profondeur $Z \leq 4 b$ d'un sable supportant une pression n_{qi} sur une bande infinie et de largeur $2 b$ de sa surface est constante si

$$n_{qi} < 0,67 n_r$$

En effet, la diminution des contraintes avec le temps fut d'abord observée pour les témoins qui étaient placés aux distances $Z \leq 4 b$ et pour les valeurs $n_q \geq 0,70 n_r$, nous n'avons pas observé de diminution de n_z pour $n_q \leq 0,67 n_r$ en gardant n_q constant pendant plus de 30 heures. Le graphique 3-21 est le résultat des observations sur plus de 30 expériences différentes, chaque expérience comportant des cycles de chargement complet jusqu'à la rupture dans un modèle à quatre capteurs.

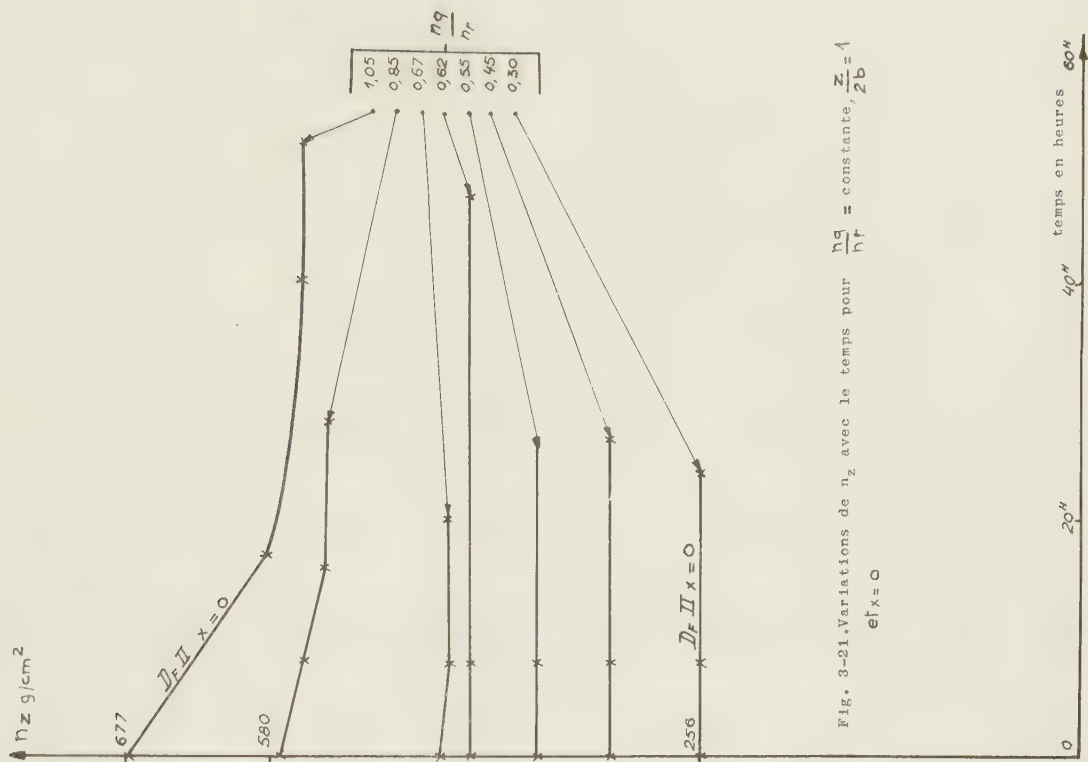
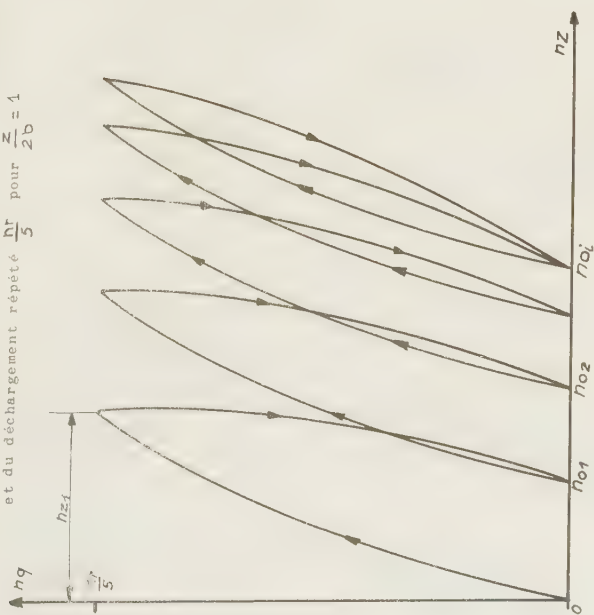
3542 Le graphique 3-22 nous permet de confirmer les résultats obtenus par d'autres chercheurs, en ce qui concerne la concentration des contraintes sous la surface de chargement. Mais nous ajoutons que d'après nos résultats le pourcentage de la concentration augmente avec n_q la pression moyenne supportée par la surface de chargement. Cette augmentation de taux de la concentration dans le même sens que n_q/n_r est bien ordonnée pour toutes les valeurs de Z où nous avons placé des témoins, tant que $n_q \leq 0,85 n_r$. En effet, à partir de ces limites, nous remarquons que les courbes ne suivent plus les mêmes allures ce qui est très net pour les répartitions trouvées sur les plans à $\frac{Z}{2b} \leq 2$.

3543 Les graphiques 3-23, 3-24 présentent d'autres courbes expérimentales de la répartition des contraintes sur les plans Z représentant les résultats de nos essais. On voit que la différence entre les valeurs théoriques et expérimentales diminue quand Z croît, et que les variations du facteur d'influence pour différentes valeurs de n_q/n_r sont moins grandes que pour les valeurs petites de Z .

3544 - Les graphiques 3-25, 3-26, 3-27 représentent les variations de n_z en fonction de n_q la pression appliquée sur la surface et le rapport de $\frac{n_q}{n_r}$ pour différentes valeurs de $\frac{x}{2b}$ et $\frac{Z}{2b}$ (les notations sont figurées sur le graphique).

Ces graphiques qui symbolisent l'allure générale de toutes les courbes expérimentales de n_z pour les valeurs de $Z \leq 4 b$ que nous avons obtenues au cours de nos expériences peuvent faire l'objet d'une étude et d'une attention spéciale. En effet, ces courbes présentent un palier aux environs des valeurs de $\frac{n_z}{n_q} \approx 1$. On remarque sur toutes les courbes faites pour les valeurs de $Z \leq 4 b$ sans exception que pour $\frac{n_q}{n_r}$ près de l'unité, pour une augmentation de n_q , la valeur de n_z correspondante reste invariable ou $\frac{n_z}{n_q}$ diminue. D'après ce que nous avons dit au paragraphe 342, nous pouvons

Fig. 3-20 Adaptation du massif sous l'effet du chargement
et du déchargement répété $\frac{D_F}{S}$ pour $\frac{z}{2b} = 1$



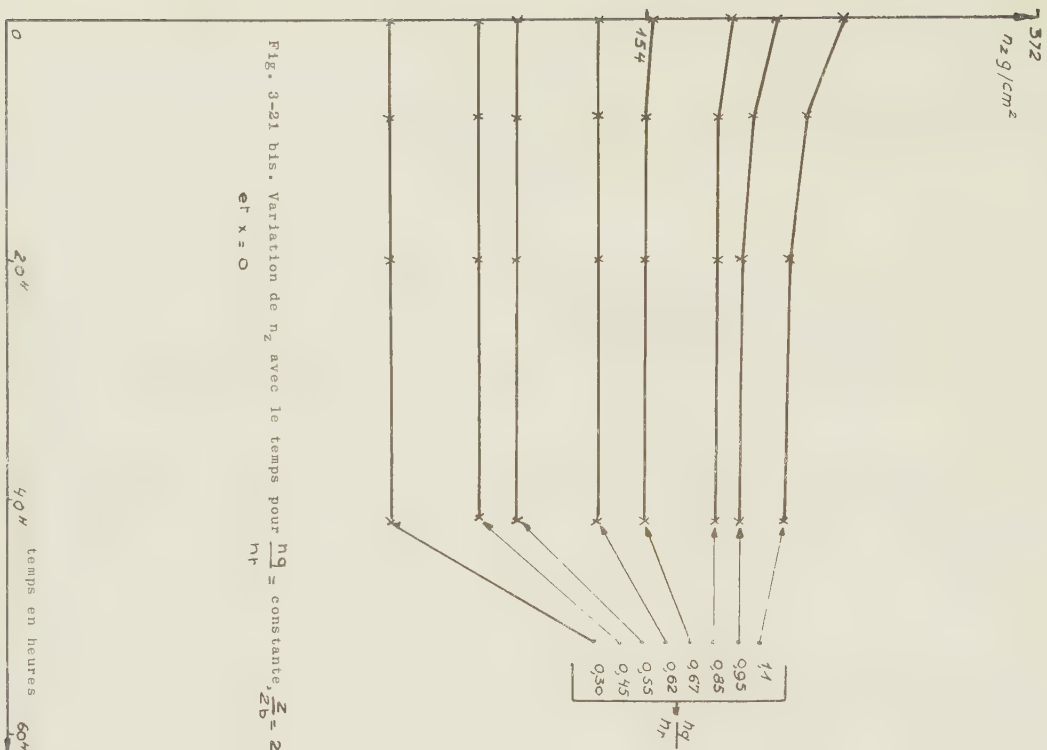


Fig. 3-22. courbes expérimentales de la répartition des contraintes sur un plan à la profondeur Z pour différentes valeurs de $\frac{n_q}{n_r}$

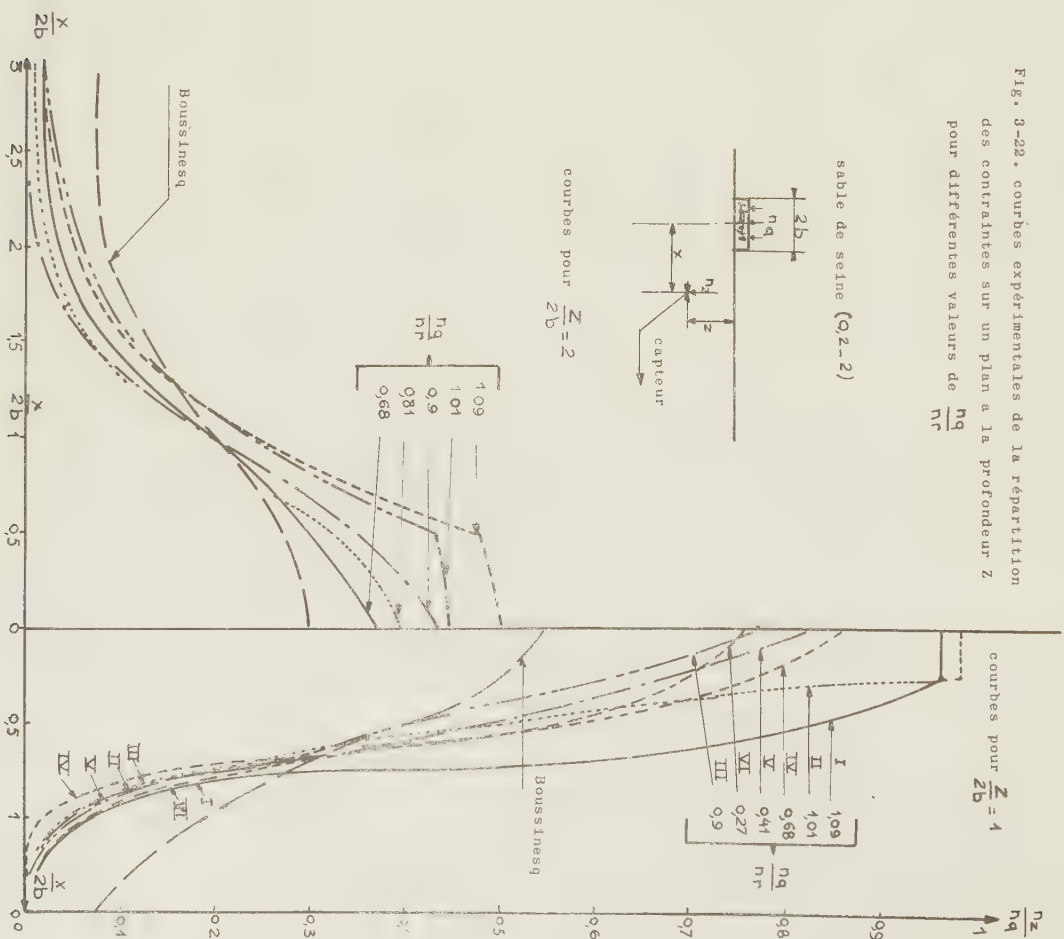


Fig. 3-23. répartition des contraintes sur un plan horizontal

à la profondeur Z pour $\frac{nq}{nr} = \text{constante}$

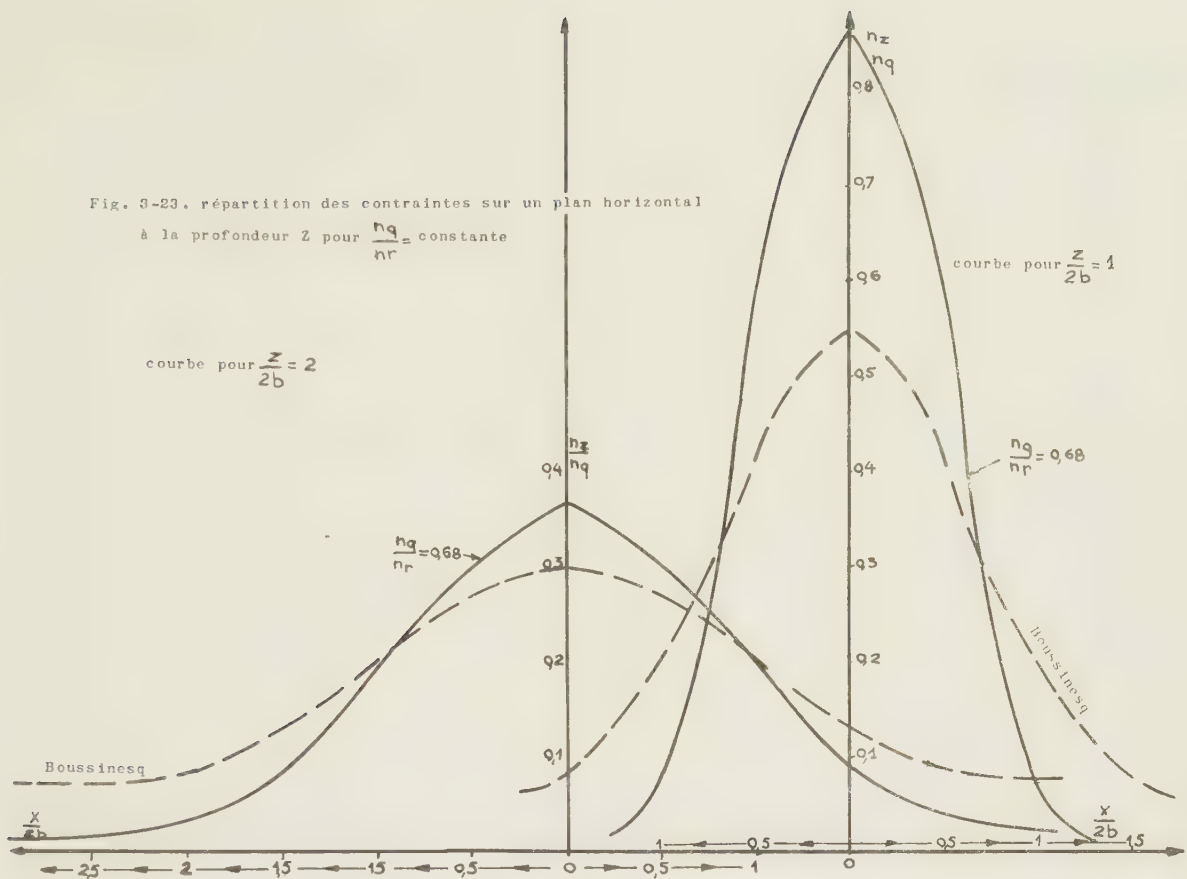
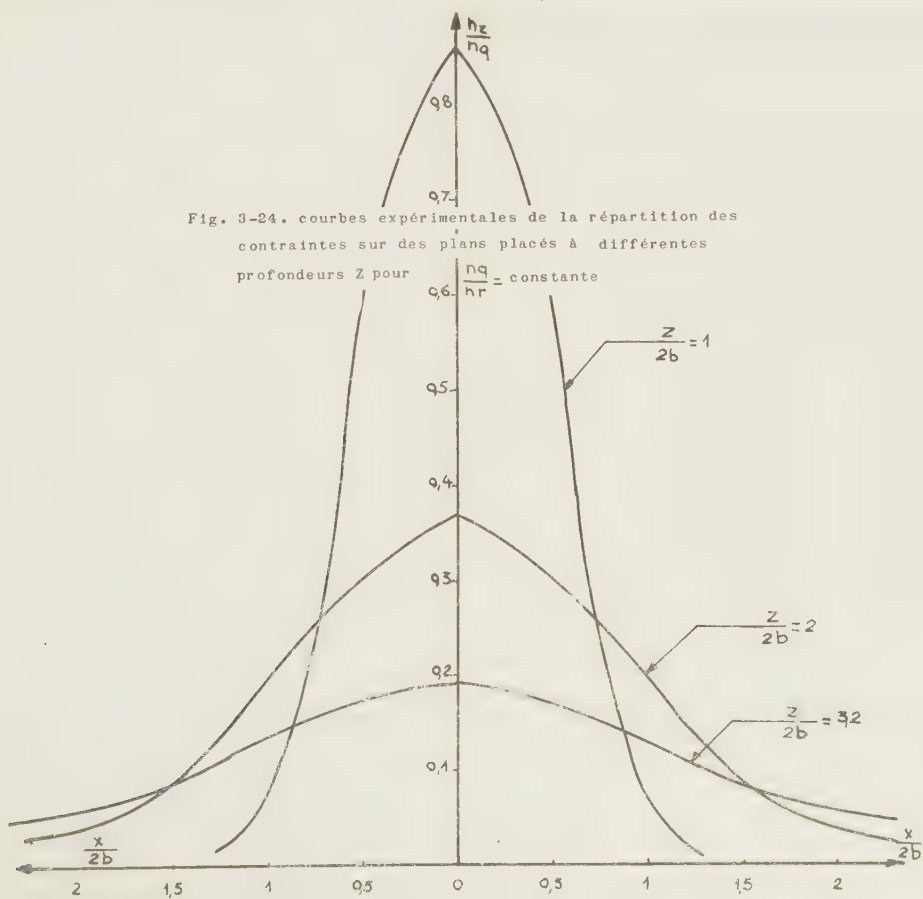
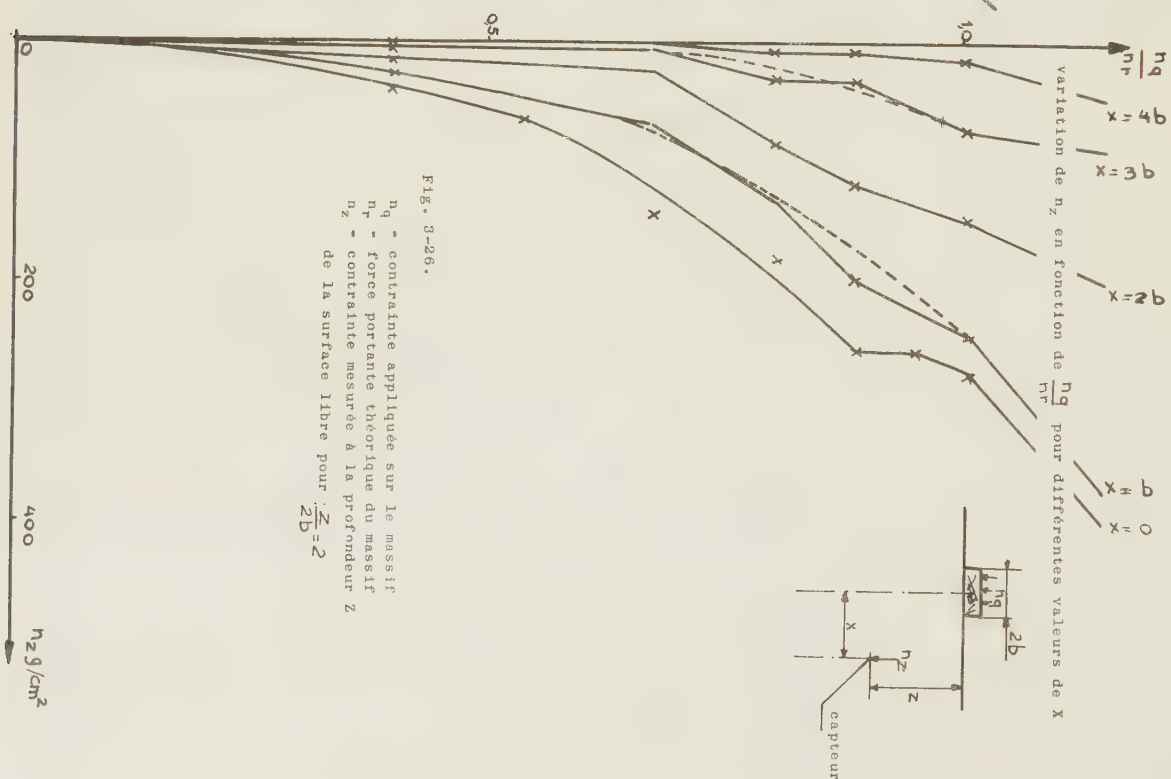
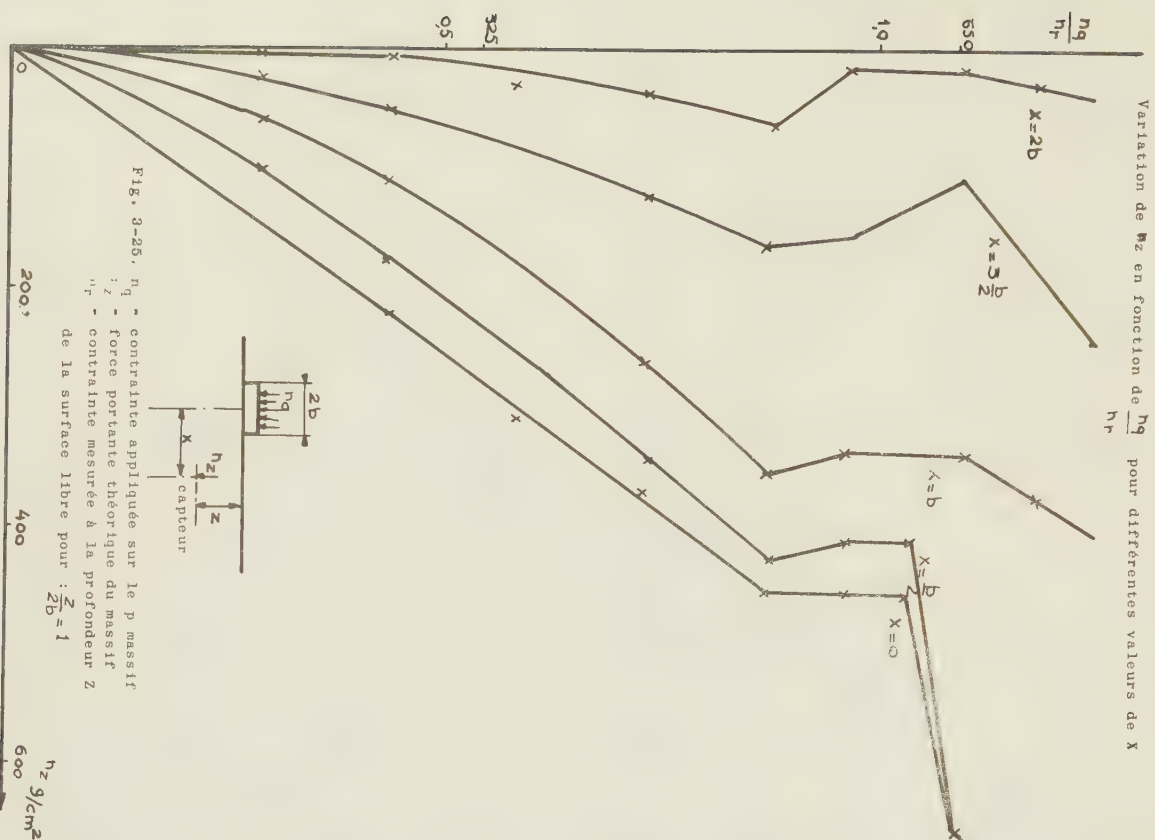


Fig. 3-24. courbes expérimentales de la répartition des contraintes sur des plans placés à différentes profondeurs Z pour $\frac{nq}{nr} = \text{constante}$





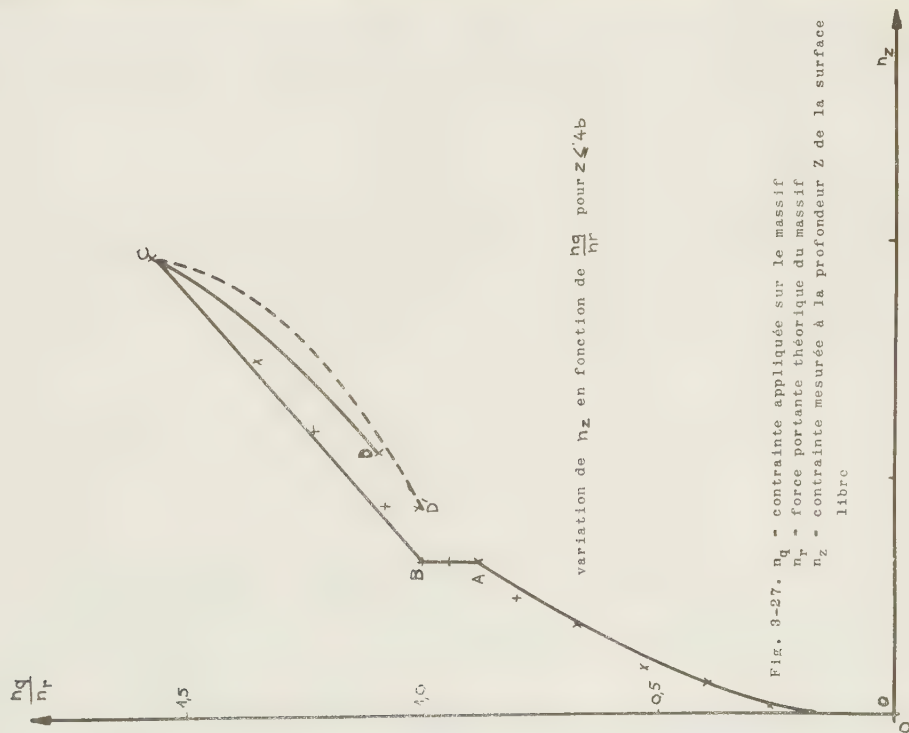


Fig. 3-27. nq - contrainte appliquée sur le massif
 nr - force portante théorique du massif
 nz - contrainte mesurée à la profondeur z de la surface libre

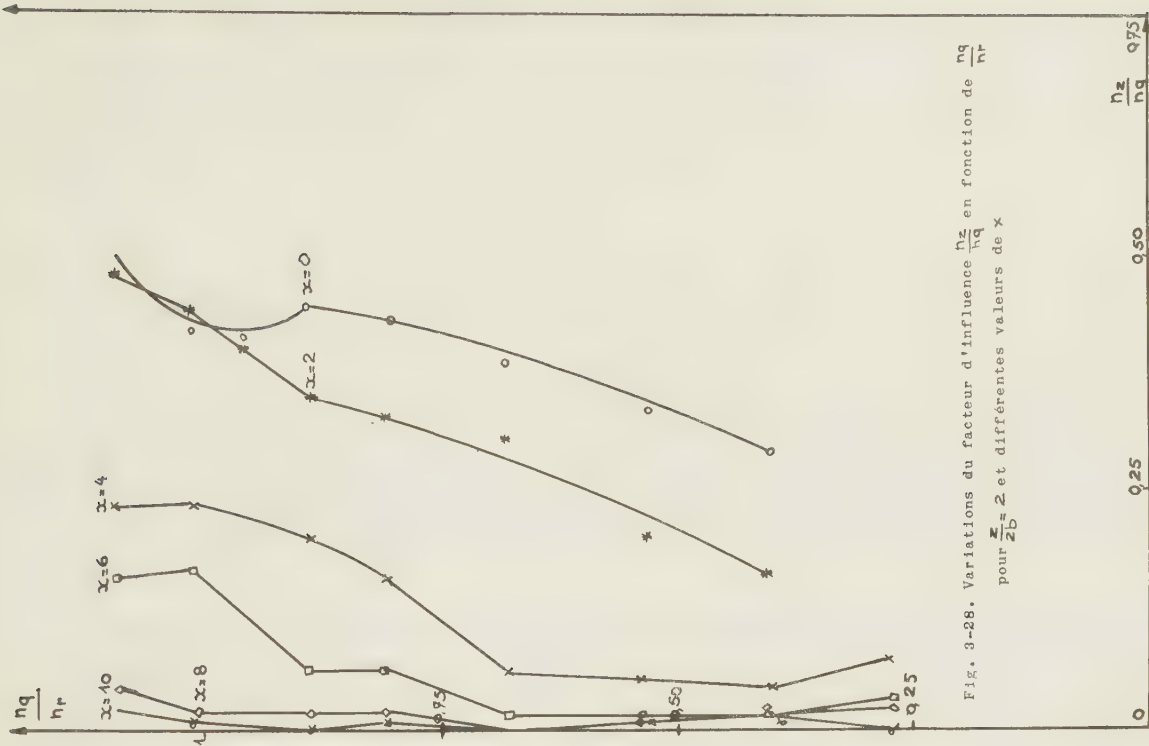


Fig. 3-28. Variations du facteur d'influence $\frac{nz}{nq}$ en fonction de $\frac{nq}{nr}$ pour $\frac{z}{D} = 2$ et différentes valeurs de x

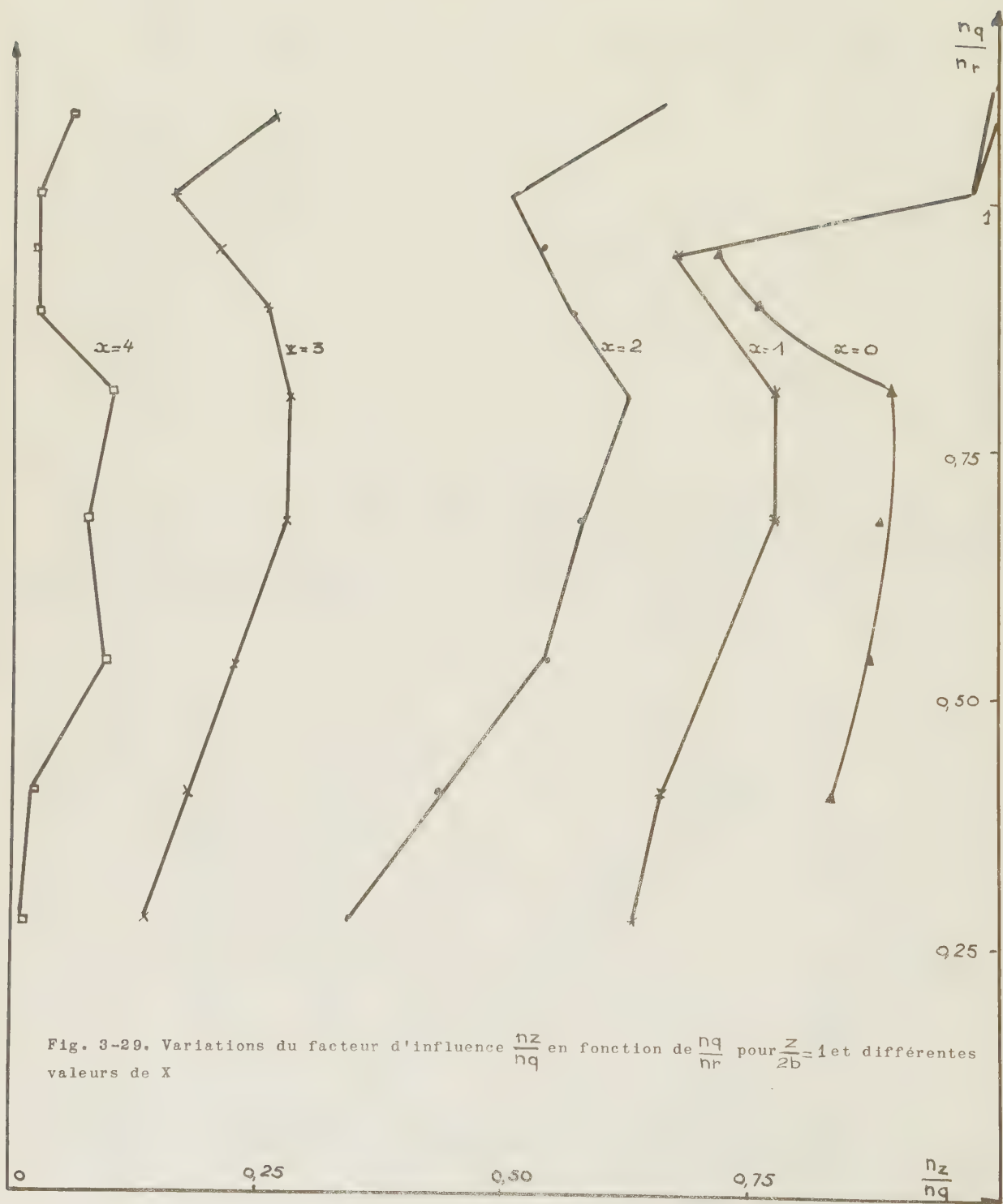


Fig. 3-29. Variations du facteur d'influence $\frac{n_z}{n_q}$ en fonction de $\frac{n_q}{n_r}$ pour $\frac{Z}{2b}=1$ et différentes valeurs de α

interpréter cette caractéristique de nos courbes en concordance avec les résultats de nos observations sur le fluage des contraintes internes du matériau (3541), comme l'amorce d'un état d'équilibre limite dans certaines zones au-dessous de la fondation. En effet, si n_z la contrainte normale au point N à profondeur Z reste constante pendant deux chargements successifs n_q et $n_q + \Delta n_q$, nous pouvons dire qu'une augmentation des contraintes extérieures n'a pas apporté de modification sur les contraintes régnantes autour du point N, ceci revient à dire qu'on se trouve dans une zone plastique au sein du massif. Nous avons essayé d'expliquer ce phénomène et en parlerons en détail lors de la critique des résultats et de la conclusion. Remarquons aussi que l'allure des courbes change avec le rapport $\frac{Z}{b}$.

3545 - VARIATION σ_z FACTEUR D'INFLUENCE DE n_q AVEC $\frac{n_q}{n_r}$

3545 - Sur le graphique 3-28, nous avons porté les valeurs de $\sigma_z = \frac{n}{n_r} Z$ en ordonnée et les valeurs de $\frac{n_q}{n_r}$ en abscisse. Nous avons tracé les courbes de la représentation σ_z en $\frac{n_q}{n_r}$ pour $x=0$ et pour différentes valeurs de Z . Comme sur toutes les autres présentations, nous avons porté de même les valeurs données par la théorie sur le même graphique. Il est intéressant de remarquer que toutes les courbes expérimentales présentent un changement sensible d'allure aux environs des valeurs de $\frac{n_q}{n_r} = 1$.

3546 Tous les résultats obtenus jusqu'ici concernaient n_z ; sur les graphiques 3-29, on voit les variations de $\frac{\sigma_z}{n_z}$ en fonction de $\frac{n_q}{n_r}$.

355 TENTATIVE D'UNE EXPLICATION GENERALE DE LA NATURE DES PHENOMENES OBSERVES AU COURS DES EXPERIENCES B et C (fig. 3-20 à 3-30).

3551 - Le résultat de nos recherches concernant la répartition des contraintes sur un plan à la profondeur Z nous conduit à admettre une concentration plus accentuée des contraintes dans le sable sous la surface de chargement que les valeurs que fournissent les formules de Boussinesq. Nous pensons que cette différence entre la répartition théorique et celle trouvée par expérience est due :

a - A ce que les coefficients d'élasticité du sable ne sont pas invariables et dépendent de l'état de chargement (3552).

b - A ce que la pression de contact entre la semelle et le massif n'est pas obligatoirement uniforme et peut varier selon les conditions de chargement et les effets de bord.

3552 Le problème de la répartition des contraintes dans les massifs à modules d'élasticité variables a été étudié théoriquement par quelques auteurs :

Buisman (1932) a établi une loi théorique de répartition des contraintes dans un sol à module d'élasticité variable avec les hypothèses suivantes :

1 - Le module d'élasticité du sol croît d'une façon linéaire avec la profondeur $E_s = m Z$.

2 - Le coefficient de Poisson du sable est égal à 0,5.

3 - Le rapport du module d'élasticité horizontal au module d'élasticité vertical du sol à chaque point est constant. Il en déduit, pour une charge concentrée P, la formule :

$$n_z = \frac{\sigma}{n + 2} \frac{P}{\pi z^2} \cos^2 \alpha; \quad (\cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha)$$

dans laquelle σ représente le coefficient de Poisson et n est le rapport de $\frac{E \text{ vertical}}{E \text{ horizontal}}$ du sol. Les notations sont celles représentées sur la figure 3-12a.

3553 Burmister (1945) a essayé d'étendre le problème de Boussinesq au cas d'un solide composé de deux couches parallèles de modules E_1 et E_2 en faisant les hypothèses suivantes.

- 1 - Chacune des couches est un solide homogène, isotrope et qui réagit d'après la loi de Hooke.
- 2 - La première couche a une épaisseur finie, tandis que la seconde est d'épaisseur infinie.
- 3 - Les deux couches restent en contact d'une manière permanente sur leur plan de séparation.

Il arrive à des résultats intéressants. Sur la figure 3-32, nous avons comparé la répartition des contraintes dans un milieu de module d'élasticité constant avec la répartition dans un milieu composé de deux solides I et II tel que $\frac{E_2}{E_1} = 10$ (d'après Burmister).

3554 CONCLUSION CONCERNANT LES GRAPHIQUES 3 22 A 3 24

Constatant dans toutes nos expériences que la concentration de n_z sous la semelle s'accroît quand on fait croître n_q , nous pouvons admettre que le module de Young de sable étudié croît avec le chargement. Etant donné qu'avant de charger le massif de sable, E n'est pas constant et varie avec la profondeur des couches, les variations de E pendant le chargement deviennent très complexes. Mais, d'une façon générale, prenant en considération les travaux de Burmister et Buisman, nous pouvons dire que la répartition des contraintes dans un massif pulvérulent est influencée par les variations de E en fonction de la charge. Si nous constatons que la concentration croît avec le chargement, c'est que le module de Young du sable varie.

Nous avons admis, pour faciliter l'interprétation de nos résultats, que la charge appliquée sur la fondation était transmise uniformément sur toute la surface de contact au sable. Or, ceci n'est pas certain. Nous nous sommes servi de caoutchouc mousse comme semelles souples pour transmettre les pressions le plus uniformément possible au sable. Mais il faut remarquer qu'il serait difficile d'admettre une répartition homogène sous de telles fondations surtout dans le cas de pressions assez fortes qui donnent au caoutchouc une certaine raideur.

Sans oublier les effets de bord, nous concluons que la loi précise, qui définit la répartition des pressions sur les surfaces de contact de la fondation et du sable, diffère de celle de la répartition uniforme que nous avons choisie. La forme de la répartition de ces pressions dépend des effets de bord, et de la raideur de la fondation, donc, de l'intensité de la charge appliquée. C'est pour ces raisons que nous n'admettons pas l'intégration de la formule de Frohlich (3415) sur la surface de contact d'une fondation avec un coefficient de concentration γ constant. Car, d'après nos résultats expérimentaux, l'intensité de la concentration de la répartition des contraintes dans un massif avec E variable soumis à une surcharge par une semelle infinie de largeur 2 b, varie avec l'intensité des pressions transmises par la semelle au sol, la variation de ces pressions étant indépendante des caractéristiques du matériau chargé, on ne peut pas établir une loi présentant la répartition des contraintes dans le massif sans faire intervenir les variations de E en fonction de n_q .

3555 Sur le graphique 3-22, nous avons porté les courbes expérimentales de la répartition des contraintes pour les plans situés à la profondeur Z , telles que $\frac{Z}{2b} = 1$ pour la partie droite du graphique et $\frac{Z}{2b} = 2$ pour la partie gauche. On constate que jusqu'à une certaine valeur de $\frac{n_q}{n_r}$, $\frac{n_q}{n_r} < 0,8$, ces courbes accusent une concentration de n_z , et que la surface limitée par la courbe et les axes reste presque constante pour toutes ces courbes, mais à partir d'une certaine valeur de $\frac{n_q}{n_r}$ que nous pouvons prendre dans le cas de $\frac{Z}{2b} = 1$ égale à 0,8, elles ne suivent plus la même loi et après quelques chargements, les courbes présentent la répartition des contraintes pour $\frac{n_q}{n_r} > 1$, tout en accusant une concentration plus forte, deviennent extérieures (fig. 3-22) à toutes les autres courbes. Puisque la somme des contraintes réparties sur le plan Z ne peut pas dépasser Σn_q , et en considérant que les courbes de la répartition des contraintes donnent pratiquement Σn_z sur le plan $Z > \Sigma n_q$ pour les valeurs de $\frac{n_q}{n_r} > 1$, nous pouvons penser que cette anomalie peut provenir soit d'un écoulement plastique susceptible de déformer les membranes des dynamomètres à friction (232), soit de l'effet d'auto frettage ou de l'effet de troisième dimension, dont nous discuterons plus loin.

De toute façon, nous considérons que l'aspect des résultats de ces essais (concentration de n_q à part), concorde avec les lois de la théorie mathématique de l'élasticité pour n_q plus petit que $0,8 n_r$. Etant données les explications concernant n_r (3525), nous pouvons énoncer, d'après nos expériences qu'à la limite de $n_q = n_r$, le massif n'admet plus aucune loi élastique.

3556 En commentant les graphiques 3-25 et 3-26 (3544), nous avons dit que l'existence d'une partie à n_z constante sur ces graphiques signifie que le matériau qui transmet les contraintes aux capteurs est en équilibre limité. Sur la figure 3-27, nous avons présenté, par la courbe O A B C D, l'allure des variations de n_z en fonction de $\frac{Z}{2b}$ que nous avons observé au cours de toutes nos expériences avec $2 \gg \frac{Z}{2b} \gg 1$. De A à B, la valeur de n_z reste pratiquement constante ou varie très peu tandis que $\frac{n_q}{n_r}$ croît de Δn_q . Ceci devrait être impossible si nous admettons que la loi de la répartition des pressions de contact entre la semelle et le sol est indépendante de l'intensité de ces pressions et que la forme des modèles réduits n'agit pas sur la forme de leur répartition. En effet, si n_r est la pression critique, nous ne pouvons faire croître la pression de contact au delà de $n_q = n_r$, car l'état des contraintes dans la zone de rupture ne variera plus avec n_q et toutes les tentatives pour augmenter les contraintes se traduiront par l'écoulement du massif.

Or, la partie AB de la courbe n_z ($\frac{n_q}{n_r}$) (fig. 3-37) montre que nous avons pu augmenter n_q de Δn_q tandis que n_z restait constante. Il en résulte que la partie du massif entourant la membrane des capteurs étant à la limite plastique, l'accroissement Δn_q de contrainte extérieure doit être supporté par la partie du massif qui est située loin de la membrane du capteur, c'est-à-dire près des parois. Ceci veut dire que la partie Δn_q de $n_q + \Delta n_q = n_r + \Delta n_q$ ne sera pas transmise uniformément par la fondation au sol, donc Δn_q doit être supportée par la zone non plastique du massif qui limite la zone qui est en équilibre limité.

En effet, si une plaque chargée à $Q\delta$ transmet sa charge à un massif par n liaisons de façon que chaque liaison transmette $\frac{Q\delta}{n}$ au massif, en diminuant le nombre des liaisons, nous augmenterons la contrainte supportée par chacune d'elles; or, si Q croît indépendamment des liaisons et que la contrainte limite ne soit pas atteinte au même instant pour toutes les liaisons, il est évident que chaque augmentation des contraintes au delà des limites de résistance élastique de certaines de ces liaisons sera supportée par les liaisons qui résistent encore.

Dans le cas de nos expériences, nous admettons que la forme de nos modèles réduits est la première à étudier un problème plan. Ceci est vrai jusqu'au moment où nous n'avons pas observé la zone d'équilibre limite dans le matériau. En effet, à partir de cet instant, la partie de sable en état d'équilibre limite et en contact avec la fondation n'admet plus aucune contrainte supplémentaire et Δn_q sera supportée par les zones qui sont aux extrémités longitudinales de la semelle. Nous voulons dire par là qu'à partir de cet instant, les parois commencent à jouer un rôle important car la pression Δn_q sera supportée par les extrémités de la semelle c'est-à-dire près des parois. Dès que nous admettons que la résistance du sol au-dessous de la fondation auprès des parois diffère de celle du milieu du massif, nous avons admis que la pression de contact ne peut plus être uniforme, et que le massif sous la bande de largeur $2b$ est chargé plus fortement près des parois. A partir de cet instant, nous ne traitons plus un problème à deux dimensions, car cette augmentation relative des contraintes près des parois apportera des modifications sur le tenseur des contraintes relatif aux éléments voisins, ce qui aura pour effet une augmentation de la pression moyenne supportée par le massif d'où une augmentation de la résistance au cisaillement. Cet effet que nous pouvons confondre avec l'effet d'auto frettage se traduit par la branche BC de la courbe n_z , (n_q) figure 3-27. Le point C atteint, nous observons l'enfoncement de la fondation et l'apparition des vagues de rupture sur la surface du massif. On constate ensuite une diminution des valeurs de n_z et de $\frac{n_q}{n_r}$. Nous avons observé qu'après la rupture, si on maintient la fondation enfoncée dans le sol sous une charge, à la limite de lui infliger des enfoncements supplémentaires, après un certain temps qui atteint parfois 60 heures, la valeur de n_{zD} approche d'une valeur constante supérieure à n_{zA} . Ceci provient probablement de ce que les membranes des capteurs ont été sensibles aux grands déplacements du sable qui les entourent.

3557 L'EFFET D'AUTO FRETAGE AUTOUR D'UN ELEMENT AU SEIN DU MASSIF EN EQUILIBRE LIMITE.

Dans nos essais nous avons remarqué que les déformations dues à des contraintes plus petites que la valeur critique ne disparaissent pas complètement avec celles-ci; dans le domaine élastique nous les avons présentées comme l'état d'adaptation du milieu, mais quand nous sommes dans un état d'équilibre élasto-plastique ou plastique, le phénomène est continu et avant d'aborder l'équilibre plastique, le milieu se comporte de façon élasto-plastique, entendons par là que nous pouvons avoir un ensemble de ces deux états associés. Etudions une facette d'un élément de notre massif située sur une des surfaces possibles de glissement. L'état des contraintes sur les grains qui composent cette surface s'approche de sa valeur critique; pour une charge normale n_{qc} nous avons une déformation plastique autour de cet élément (ou mieux, dans cette zone de moindre résistance). Dès cet instant, une augmentation des contraintes n'y changera plus l'état des tensions régnant sur cet élément, et voudra lui infliger des déformations supplémentaires.

Si cet état existe sur toute cette ligne de glissement possible, chaque augmentation de charge créera un nouveau glissement. Mais avant d'arriver à ce stade, nous pensons que cet état d'équilibre plastique peut être localisé, or, une augmentation Δn_q des charges créant une majoration Δn des contraintes autour de notre élément ne pourra pas porter le massif à une rupture totale. Ici, nous voyons que, puisque notre élément ne peut plus supporter une augmentation de contrainte, cette contrainte, Δn sera supportée par les éléments voisins, tout comme au milieu du massif; il y aura effet de voûte dans le sens des contraintes entre cet élément de la surface de glissement possible et les éléments voisins. Ceci fait qu'à partir de cet instant, les éléments entourant l'élément étudié auront, pour chaque augmentation Δn des contraintes, à supporter une augmentation $(\Delta n + \frac{\Delta n}{n_0})$, n_0 représentant le nombre de ces éléments voisins, or, l'élément sera entouré par une partie de massif qui a une résistance au cisaillement plus grande que la sienne et qui supporte des contraintes plus élevées de $(\Delta n + \frac{\Delta n}{n_0})$ que lui, nous pensons que cette répartition des contraintes au milieu du massif aura pour

effet une modification des contraintes principales agissant sur l'élément. Cette modification doit augmenter la résistance au cisaillement de l'élément, ceci peut provoquer un effet de fretage. Mais dans ce milieu et autour de cet élément, nous pouvons espérer qu'il y a aussi un effet d'adaptation c'est-à-dire que le milieu autour de cet élément s'adapte à sa nouvelle position. Si nous déchargeons le massif, et si nous le rechargeons jusqu'à $n_{qc} + \Delta n_q$, l'élément reprendra sa part de Δn_q de contraintes dues à Δn_q ; or, nous pouvons dépasser cette valeur de $n_{qc} + \Delta n_q$ et nous aurons peut-être un autre phénomène analogue pour une autre augmentation Δn_q et ceci peut être sur un autre élément, et au voisinage du premier. Cet état de fretage crée aussi des modifications dans la position et orientation des grains de notre élément et tout autour de celui-ci, pouvant être la cause d'une augmentation relative de résistance au cisaillement juste autour de l'élément étudié. Nous voyons donc que le massif, tout en étant sous la charge limite, résiste avant de céder complètement par ces interactions entre grains. Ces actions portent la valeur critique de n_q à n_{qc} de façon que $n_{qc} > n_{qr}$. Nous pouvons dire que cette augmentation relative de n_{qc} , en plus des effets des parois (3ème dimension), peut fournir une explication des phénomènes que nous avons observés.

3558 VARIATION DE σ_z FACTEUR D'INFLUENCE A LA PROFONDEUR Z AVEC $\frac{n_q}{n_r}$

Sur la figure 3-30 on voit la courbe des variations σ_z ($\frac{n_q}{n_r}$) pour $x=0$, rappelons que $\sigma_z = \frac{n_q}{n_r}$ a été mesuré expérimentalement pour différentes profondeurs. Ces courbes présentent un changement d'allure pour les valeurs de $n_q \pm \varepsilon = n_r$. Il faut aussi remarquer que pour $2 \geq \frac{Z}{2b} > 1$, ces courbes ont une forme différente de celle des courbes $\frac{Z}{2b} \geq 2$.

Les figures 3-28 et 3-29 présentent les variations de σ_z ($\frac{n_q}{n_r}$) pour le cas $\frac{Z}{2b} = 1$ (fig. 3-28) et $\frac{Z}{2b} = 2$ (fig. 3-29) pour différentes valeurs de x .

Les résultats de ces expériences concordent avec ceux que nous avons déjà examinés et confirment que le massif est à la limite d'un changement d'état d'équilibre quand $\frac{n_q}{n_r}$ tend vers l'unité. La partie pointillée des courbes correspond aux valeurs trouvées sans tenir compte de l'effet d'adaptation du milieu à son nouvel état de chargement.

3559 Il est évident que la vitesse de chargement n est pas sans influencer sur les phénomènes observés pendant ces expériences. Nous avons expliqué (353) les règles que nous nous sommes imposées pour les chargements. Les résultats de nos différentes expériences sont obtenus par différents modes de chargement. Nous n'avons pas fait de mesures de n_z pendant les chargements croissants et ininterrompus; c'est ainsi que nous pensons que la courbe de la représentation de n_z ($\frac{n_q}{n_r}$) (fig 3-27); que nous avons obtenue par les chargements croissants mais interrompus, pourra avoir une autre forme en cas d'un chargement rapide et ininterrompu. Comme il nous fallait toujours un temps Δt pour faire nos mesures, nous n'avons pas pu avoir le diagramme de n_z , ($\frac{n_q}{n_r}$) dans le cas d'un chargement croissant à un rythme ininterrompu, et nous pensons même que les intervalles Δt de temps écoulé entre le moment d'application de la surcharge supplémentaire Δn_q et le moment où nous avons fait la première mesure de n_z ne doivent pas être, dans le cas de la recherche du diagramme n_z , ($\frac{n_q}{n_r}$) plus petites qu'un minimum Δt_0 .

3560 CONCLUSION RELATIVE A n_r et n_z

D'après les résultats des expériences B, C₁ et C₂ présentées, commentées et critiquées aux paragraphes 354 et 355, nous pouvons conclure :

1 - On observe l'effet correspondant à l'effet d'adaptation pour la valeur de n_{z0} dans le sable étudié sous les chargements répétés avec un régime de vitesse constant (353).

2 - On a observé une très faible diminution de n_z avec le temps pour $\frac{Z}{2b} \ll 2$ et les valeurs de $\frac{n_q}{n_r} = 0,68$. Cette diminution s'accroît quand $\frac{n_q}{n_r}$ croît et s'éloigne de 0,68. Elle devient très importante pour les valeurs de $n_q \pm \varepsilon = n_r$. Ceci veut dire qu'à la limite $n_q = 0,68 n_r$ il se produit une certaine déformation plastique dans le massif.

3 - La répartition des contraintes sous une semelle infinie de largeur $2b$ sur un plan situé à la profondeur Z accuse une concentration plus forte sous la semelle que celle donnée par la répartition Boussinesq. La limite expérimentale d'application des formules élastiques doit être prise à $n_{qc} = 0,80 n_r$. Nous croyons que l'on peut négliger l'influence du léger fluage des contraintes, observé à partir de $0,68 n_r$, sur le résultat des calculs théoriques.

4 - La répartition des contraintes varie avec $\frac{n_q}{n_r}$, la concentration augmente quand $\frac{n_q}{n_r}$ croît.

5 - Enfin, nos essais démontrent expérimentalement que la valeur de n_r , calculée d'après la formule de M. Caquot $n_r = \gamma b S_{1,3}$ correspond effectivement à la limite d'un changement d'équilibre.

357 VALEURS EXPERIMENTALES DE $k = \frac{n_x}{n_z}$ COEFFICIENT DE POUSSEE LATÉRALE DU MATÉRIAU

3571 - Les résultats présentés et discutés dans les paragraphes précédents concernaient les valeurs expérimentales de n : nous avons mesuré les valeurs de n_x pendant les expériences C₁ et C₂ et le graphique 3-31 présente les variations expérimentales de $k = \frac{n_x}{n_z}$. On voit que k varie avec le chargement et décroît de 0,92 pour le sable en repos à 0,5 ou 0,6 pour différents cas de chargement. Les valeurs de k , à partir d'une certaine limite de n_q (sensiblement $n_q = 0,9 n_r$) subissent des variations subites avec le chargement; nous n'avons pas représenté ces changements sur la figure et nous pensons que ceci est l'effet du changement de l'état d'équilibre du massif sous les pressions appliquées.

3572 - Les résultats obtenus pour k_0 , coefficient de la poussée latérale du sable au repos qui semble être plus grand pour le sable au repos que le sable chargé, nous a incité à entreprendre une série d'expérience pour l'évaluation directe de k_0 . Le chapitre IV est consacré à la présentation de ces expériences et à leurs résultats.

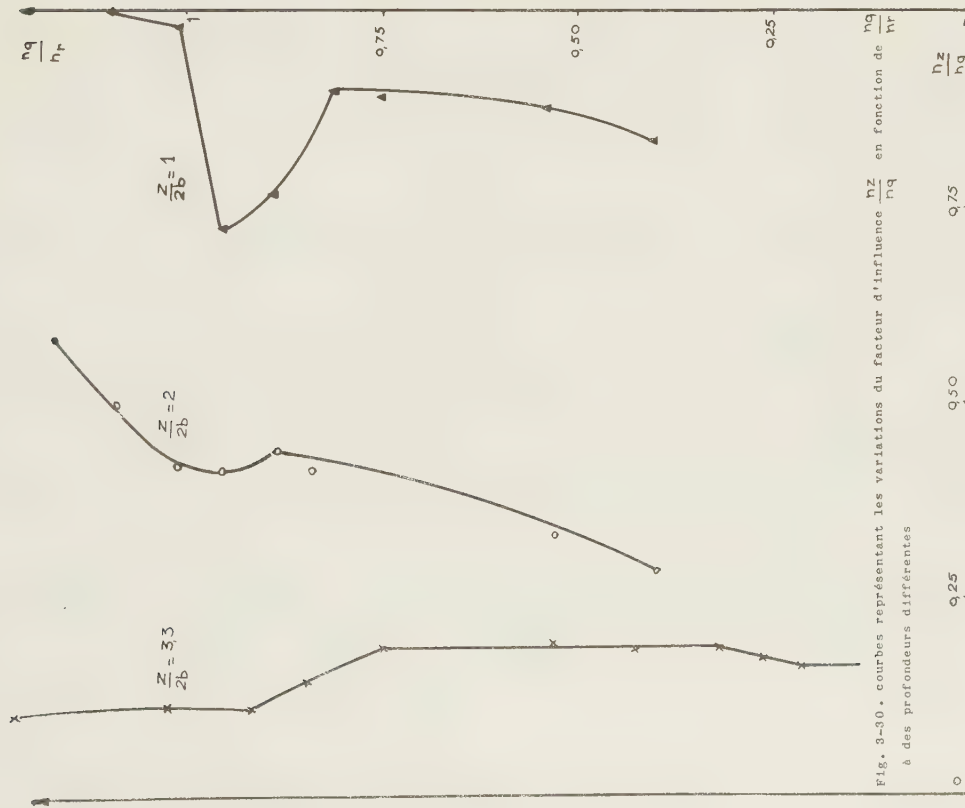


Fig. 3-30. courbes représentant les variations du facteur d'influence $\frac{nz}{nq}$ en fonction de $\frac{hz}{nq}$ à des profondeurs différentes

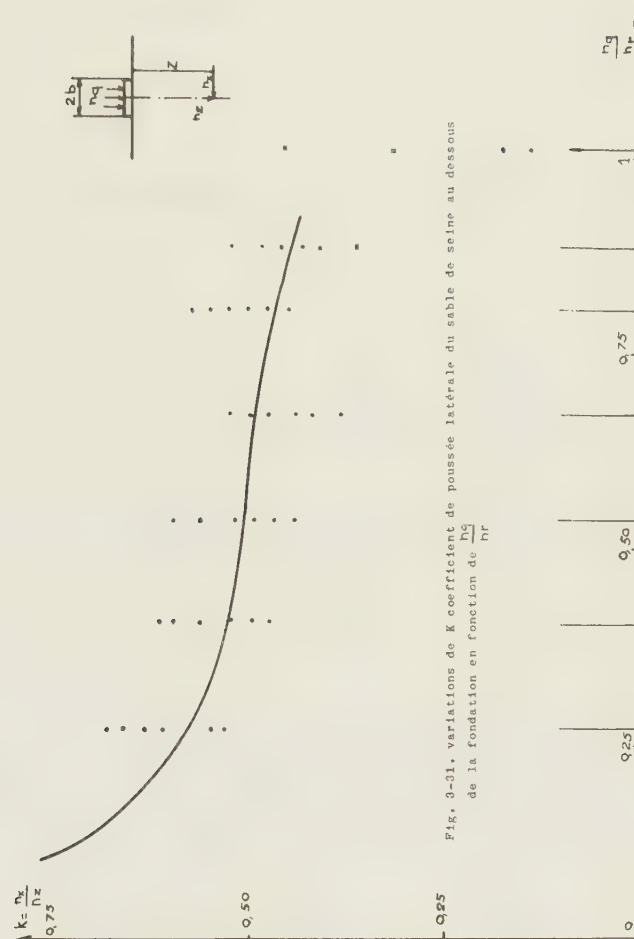
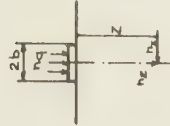


Fig. 3-31. variations de K coefficient de poussée latérale du sable de selin au dessous de la fondation en fonction de $\frac{hz}{nq}$



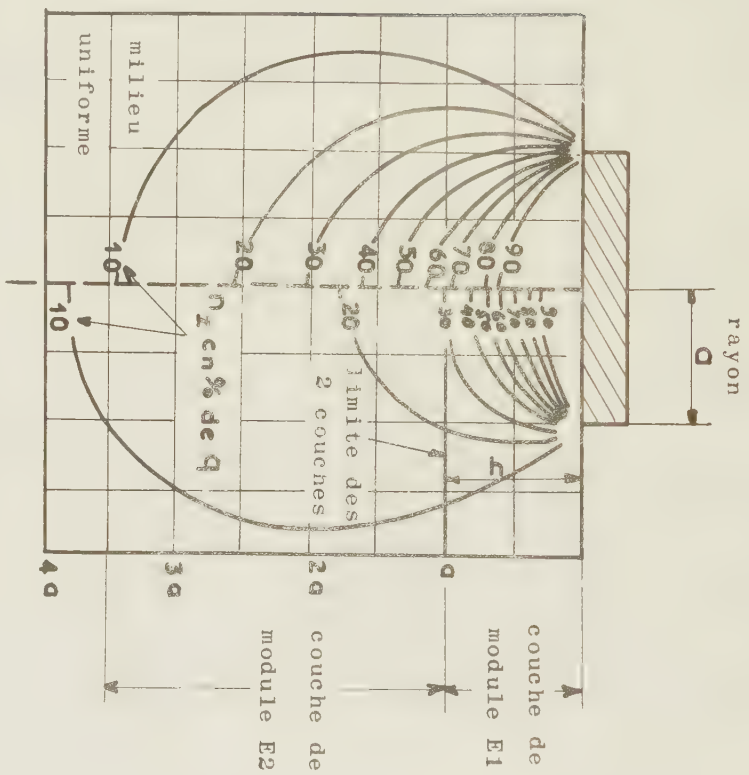


Fig. 3-32. comparaison entre la répartition des contraintes verticales dans un milieu uniforme (Boussinesq) et dans un milieu composé de deux couches différentes: (Burmister)

CHAPITRE IV

SERIE D

36 RECHERCHE EXPERIMENTALE DU COEFFICIENT DE LA REACTION LATÉRALE DE SABLE AU REPOS

360 BUT DE CETTE EXPERIENCE

Pour confirmer les résultats que nous avons obtenus au cours de nos expériences série C en ce qui concerne le coefficient de la réaction latérale de sable, nous avons pensé utile de tenter de trouver ce coefficient directement dans notre sable à l'aide d'un appareillage convenable.

C'est ainsi que nous avons réalisé un appareillage pour trouver la valeur de k_0 du coefficient de réaction latérale du matériau d'essai au repos, par le même capteur et au même endroit de notre modèle réduit.

361 REALISATION (fig 3 33 et 3 34)

Nous avons confectionné un cube de 37,5 cm d'arête dont les parois étaient bien rigides (planche de 4 cm d'épaisseur). Nous avons placé notre témoin perpendiculairement à deux parois latérales, et en leur milieu, parallèlement à ce capteur nous avons logé deux autres capteurs témoins. Le cube était muni d'un couvercle nous permettant, une fois la cuve pleine, de la fermer, de façon à pouvoir faire tourner le cube autour d'un de ses axes horizontaux, sans que le matériau enfermé se déplace à l'intérieur.

3611 MISE EN PLACE DU SABLE.

Nous avons posé le cube sur un lit de caoutchouc mousse, et l'avons rempli de façon à avoir un contact continu entre le sable et le couvercle, pour empêcher le déplacement relatif du sable au moment du basculement du cube.

Une fois le cube plein et fermé, nous avons mesuré la valeur moyenne des contraintes sur nos capteurs. Nous avons tourné notre cube de 90° pour le faire reposer sur une de ses parois latérales, toutes précautions étant prises pour ne pas donner de chocs subits au matériau, et nous avons mesuré les contraintes agissant sur les capteurs. Le changement de la surface d'appui de notre cube a pour effet de changer la direction de la surface sensible de nos témoins, c'est-à-dire que, si dans le premier cas, les témoins donnaient la valeur des contraintes verticales dues au poids du sol situé au dessus du témoin, dans le deuxième cas, le même capteur donne la valeur des contraintes horizontales agissant sur sa surface sensible et dues au poids de la même hauteur du même sable. Les deux témoins sur les parois, nous donnent, dans un cas, la valeur de la pression du sable sur la paroi à leur niveau, dans le deuxième cas, l'un doit revenir à sa valeur correspondant à une surcharge nulle, et l'autre doit nous donner une valeur correspondant au poids du sable qu'il supporte.

Cette réalisation a l'avantage de nous permettre la mesure des contraintes conjuguées au sein d'un massif en repos sur un même capteur, tout en n'apportant aucune modification au milieu.

362 RESULTATS OBTENUS

La figure 3-35 donne les résultats obtenus.

On a procédé à plusieurs cycles d'essais ; chaque cycle se compose de 6 à 7 changements de position de cube. En enlevant le couvercle de la cuve, après chaque cycle, on contrôle le niveau supérieur du sable afin de s'assurer qu'il n'existe aucun vide entre les parois et la surface du matériau.

Sur le graphique 3-37 et la table 3-35, nous avons donné les valeurs indiquées par les trois capteurs au cours d'un des cycles de cette expérience où nous avons fait subir 7 changements de position à la caisse.

Le placement des capteurs, leur position par rapport aux parois du cube est représentée sur la table. Le graphique 3-37 illustre ces résultats graphiquement.

Le tableau ci-après est la récapitulation des résultats obtenus au cours de 7 cycles d'expériences, chaque cycle comporte 5 changements de position de la caisse donc 5 valeurs de k_0 .

La dispersion des résultats par rapport à la moyenne d'ensemble est de l'ordre de 3 à 4%.

3621 RECAPITULATION DES RESULTATS DES EXPERIENCES DE LA SERIE D

	NOMBRE DE CYCLES						
	1	2	3	4	5	6	7
VALEURS DE k_0	0,94	0,92	0,94	0,94	0,89	0,90	0,94
	0,90	0,90	0,94	0,92	0,92	0,89	0,94
	0,90	0,93	0,93	0,91	0,92	0,89	0,92
	0,90	0,89	0,89	0,92	0,92	0,89	0,91
	0,90	0,89	0,89	0,92	0,92	0,89	0,91
k_0 moyenne	0,908	0,904	0,918	0,922	0,914	0,892	0,924

Moyenne totale $k_0 = 0,911$.

Sur le graphique 3-37, on peut voir que les témoins IV et V placés contre les parois de la caisse donnent des valeurs très approchées au poids du sable qu'il supporte dans chaque position.

363 VALEUR DU COEFFICIENT DE POISSON σ

Imaginons un prisme au milieu de notre cube. A mi hauteur du cube, la pression normale sur une section horizontale de ce prisme est égale à :

$$n = \gamma z_m$$

où γ est la densité du sable.

La dilatation latérale correspondante rapportée à l'unité de largeur du prisme à cette profondeur est :

$$v = \sigma \frac{n}{E} = \sigma \frac{\gamma z_m}{E} \quad (1)$$

où σ est le coefficient de dilatation latérale du sable. Comme le sable qui entoure le prisme empêche cette dilatation à la profondeur z_m , le sable entourant le prisme exerce donc une pression horizontale N_3 par unité de surface pour annuler la dilatation latérale d'élément. Mais les poussées produisent dans toutes les directions horizontales une déformation :

$$v' = \frac{N_3}{E} - \sigma \frac{N_3}{E} = \frac{N_3}{E} (1 - \sigma) \quad (2)$$

Il en résulte qu'une dilatation nulle correspond à une tension égale à :

$$N_3 = \gamma z \cdot \frac{\sigma}{1 - \sigma} = \gamma z k_0$$

où :

$$k_0 = \frac{\sigma}{1 - \sigma}$$

k_0 est équivalent du coefficient de poussée des terres au repos.

D'après ce que nous avons trouvé pour k_0 , la valeur de σ devient égale à :

$$\sigma = \frac{0,91}{1,91} = 0,475$$

pour le sable étudié.

364 CONCLUSION

Les valeurs de k_0 et de σ trouvées par cette série d'expériences confirment que la dilatation cubique des milieux pulvérulents en état d'équilibre d'élasticité est négligeable. Ainsi, nous démontrons expérimentalement la validité de l'application de la relation d'incompressibilité :

$$\frac{\delta u}{\delta x} + \frac{\delta v}{\delta y} + \frac{\delta w}{\delta z} = 0$$

à des massifs pulvérulents dans le domaine d'équilibre élastique.

37 SERIE E

370 BUT DES EXPERIENCES DE CETTE SERIE

Les expériences des séries B, C et D étaient destinées à rechercher expérimentalement la répartition des contraintes dans un massif pulvérulent et à trouver expérimentalement les limites d'application des lois provenant de la théorie mathématique de l'élasticité. Dans cette série, nous nous sommes proposés de rechercher la répartition des contraintes tout au long d'une surface de glissement possible du massif en état d'équilibre limité.

Appareillage adapté pour mesure de coefficient K_0 de la poussée latérale du sable de seine au repos.



Fig. 3-33. Position des témoins dans la caisse avant d'être couverts par le sable.

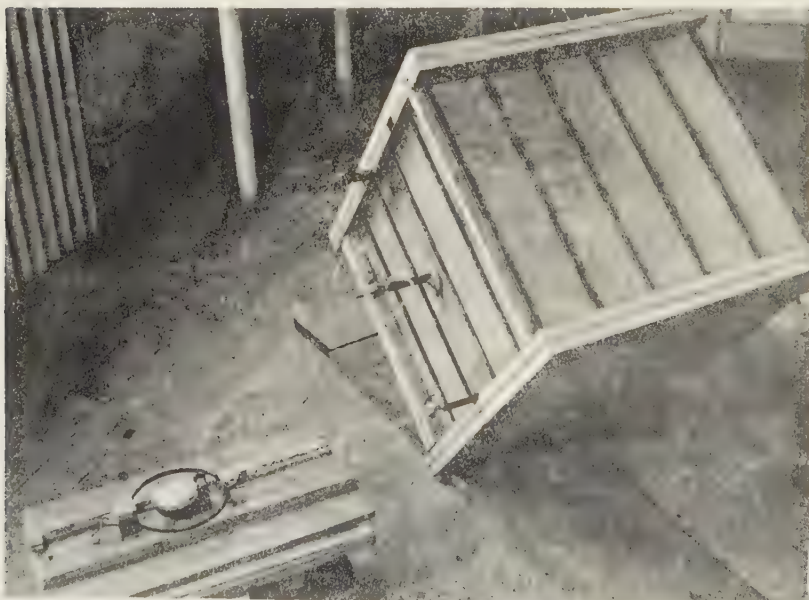


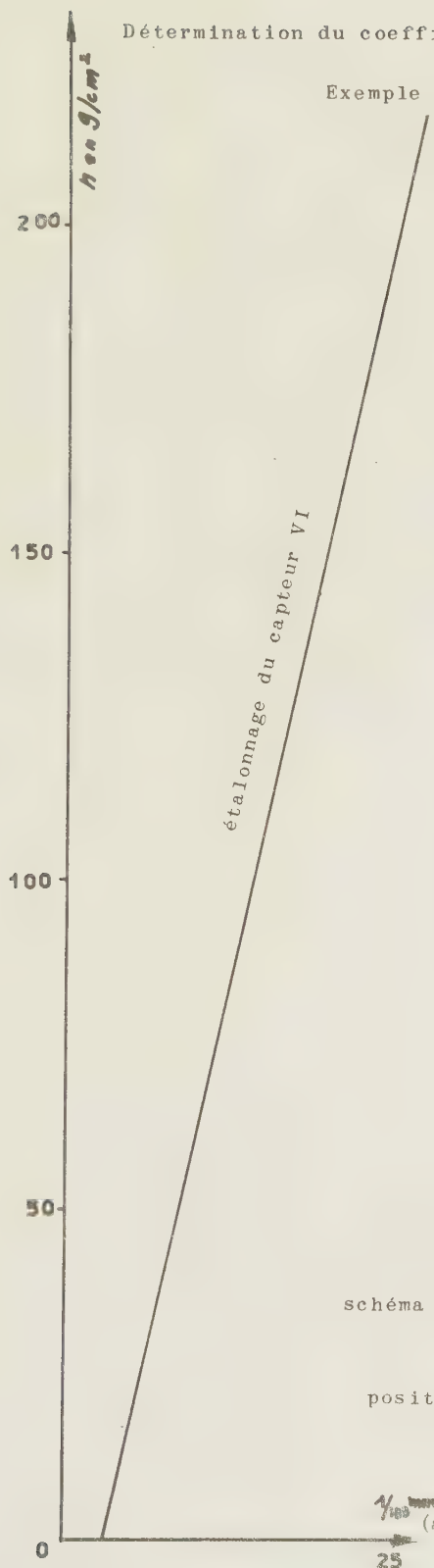
Fig. 3-34. Changement de position d'appareillage, rempli de sable et fermé, au moment des expériences.

Détermination du coefficient de poussée latérale du sable au repos K_0

Exemple de résultats obtenus par le capteur VI pour :

$$\gamma = 1,68 \text{ g/cm}^3$$

Fig. 3-35

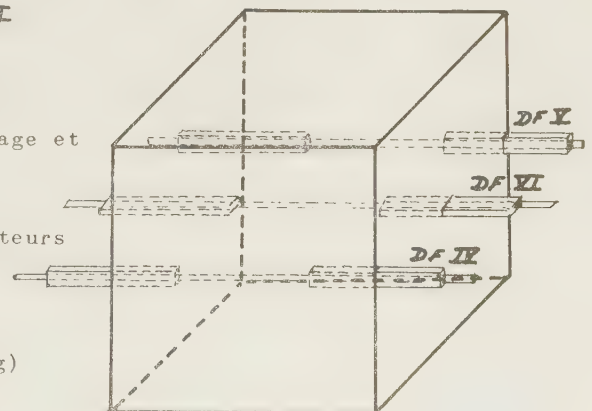


Position du cube	Lecture sur anneau dynamométrique de 15Kg en 1/100	Effort normal correspondant en g/cm ² d'après l'étalonnage	H ou N en g/cm ²	$K_0 = \frac{H}{N}$	Valeur théorique de N en g/cm ² $\gamma \times Z$
Vide	7,5	42			0
N	11,25	75	33		33,6
H	11	73	31	0,94	$K_0 \times 33,6$
N	12	81,5	39,5		33,6
H	11,5	77,5	35,5	0,90	
N	12	81,5	39,5	0,90	
H	11,5	77,5	35,5	0,90	
N	12	81,5	39,5	0,90	
	7,5	42			

Fig. 3-36

schéma d'appareillage et

position des capteurs



1/100 (anneau 15 Kg)
25

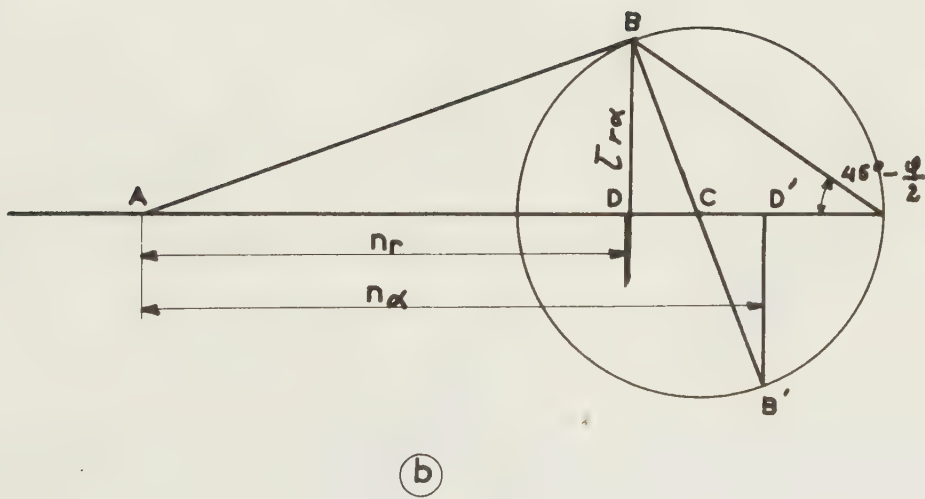
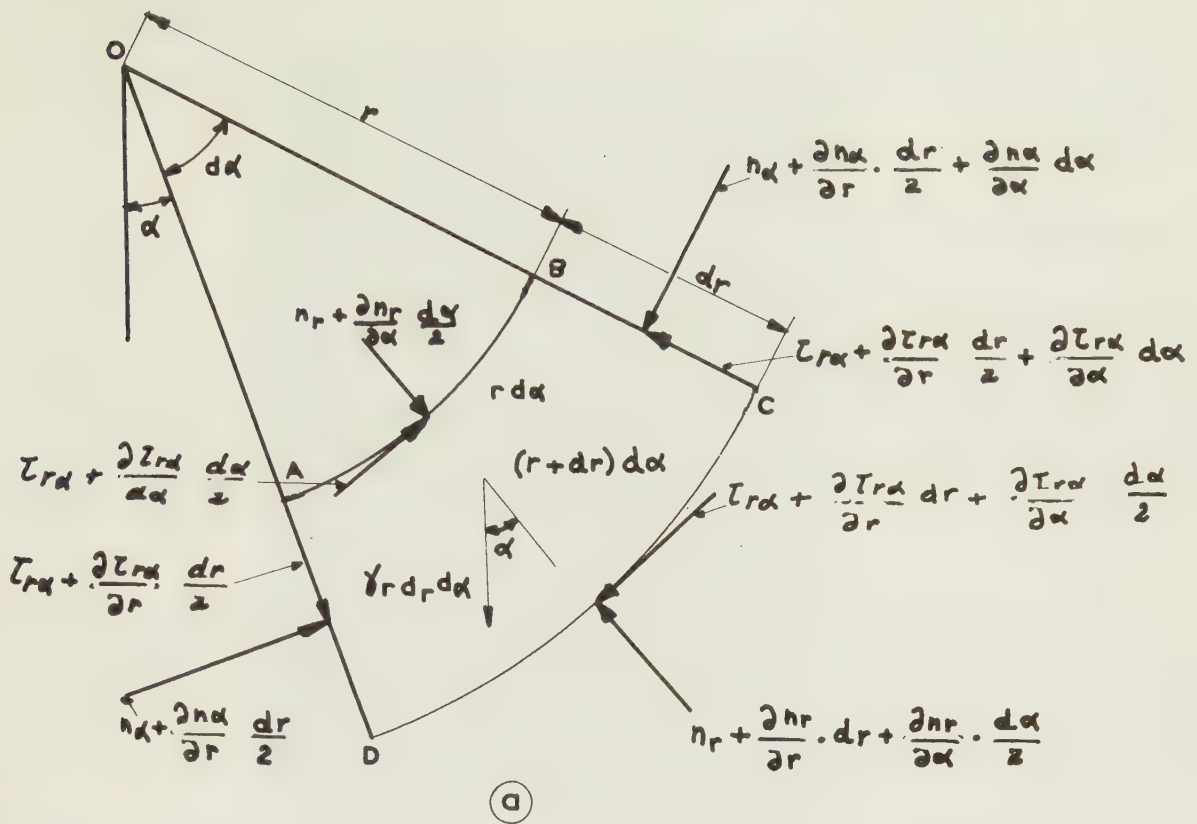


Fig. 3-38. (a) représentation des contraintes agissant sur une ligne de rupture (Kötter)

(b) cercle de Mohr correspondant

En effet, on sait que les équations d'équilibre limite d'un massif sont intégrables quand on connaît la forme de la ligne de rupture (Kötter 1888), or, nous avons voulu mesurer expérimentalement les valeurs des contraintes sur une ligne de rupture et les comparer directement avec les valeurs que nous fournit la formule de Kötter. Nous tentons donc de mesurer les contraintes sur une surface de glissement pendant les 3 phases: élastiques, élasto plastiques et plastiques, jusqu'à l'écoulement total de la matière.

371 - REALISATION

Nous avons choisi pour la forme de la ligne de rupture, le cercle présenté sur la figure 3-40. Cette ligne de glissement avait été choisie d'après les résultats des expériences préalables sur le sable de Seine (0,2 2). La figure 3-39 illustre l'appareillage confectionné pour ces expériences. En saupoudrant toujours de la même manière, on a essayé de reconstituer des mises en place semblables à celles qui avaient servi à la définition de la forme de la ligne de rupture. Nous disposons ainsi des massifs de même densité apparente; nous avons déterminé l'emplacement de la semelle sur le massif de façon à lui imposer une surface de glissement préférentielle sur un de ses côtés, ceci a été obtenu par la dissymétrie de la position de la semelle par rapport à l'axe transversal du modèle étudié (fig. 3-39, 3-40).

Sur la figure 3-40, nous avons présenté l'emplacement des témoins et de la semelle et la forme de la ligne de rupture que nous avons admise pour le matériau étudié. La fondation est un prisme triangulaire dont les dimensions et la position sont données sur les figures 3-4 et 3-40. Les membranes des capteurs sont placées parallèles à la surface de rupture de façon à nous donner la contrainte normale à cette surface; leur emplacement est choisi sur la partie commune de la ligne de rupture théorique de Prandtl et le cercle représenté sur la figure.

La forme expérimentale de la ligne de rupture ne différant pas considérablement de ce cercle, nous l'avons admise comme ligne de glissement pour nos calculs théoriques.

3711 - CHARGEMENT

Nous avons fait des expériences par différents cycles de chargements :

- a - Des cycles de chargements dans les limites bien inférieures à n_T .
- b - Des cycles de chargements jusqu'à la valeur de n_T trouvée par les formules théoriques.
- c - Des cycles de chargements jusqu'à la rupture totale de sable sous la fondation.

Les résultats de la mesure des contraintes normales sur la surface de glissement sont présentés sur les figures 3-41 et 3-42. Mais avant de commenter ces résultats, nous allons présenter sommairement une étude théorique du problème.

372 CALCUL THEORIQUE DES CONTRAINTES SUR UNE LIGNE DE RUPTURE

3721 Nous avons vu que les équations différentielles présentant l'équilibre limite d'un milieu pulvérulent ne paraissent pas être intégrales dans le cas général autrement que par les méthodes approchées (3422). Pourtant, il devient facile à intégrer ces équations si on connaît une ligne de rupture du milieu, ceci a été démontré dès 1890 par Kötter.

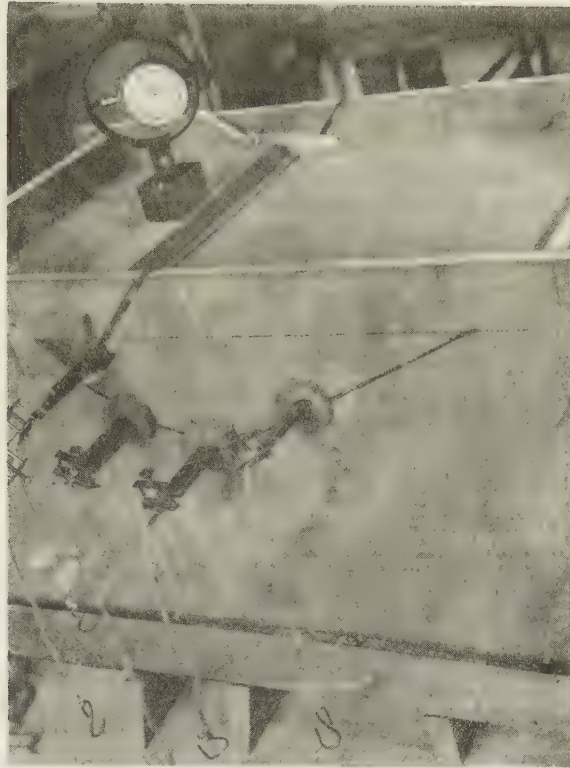


Fig. 3-39. Appareillage adapté pour la mesure des contraintes sur une ligne de rupture.

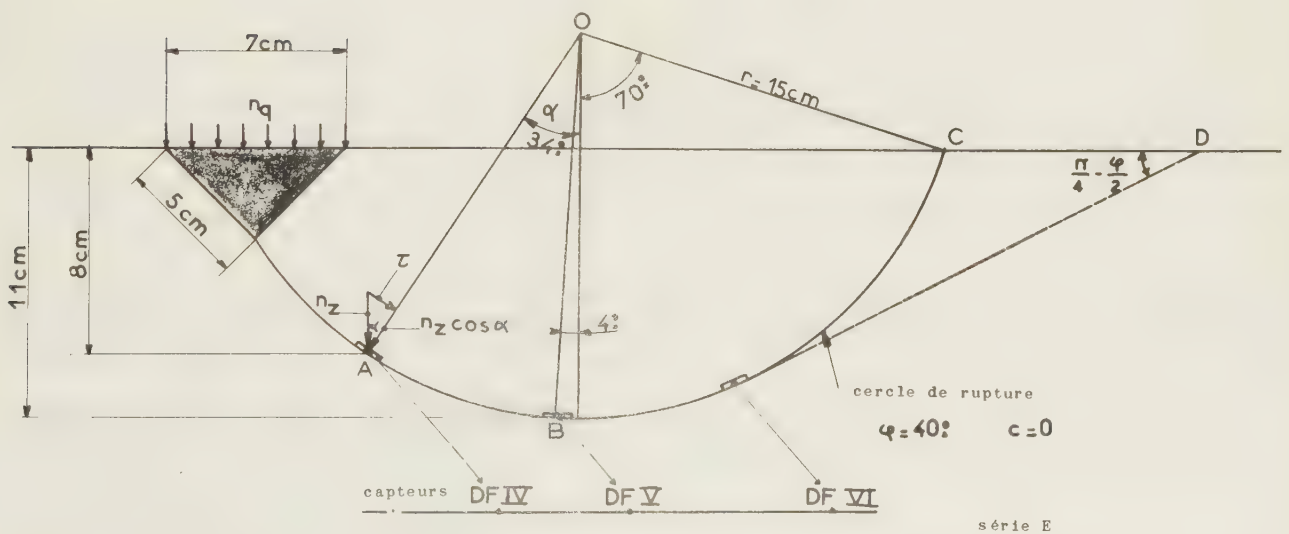
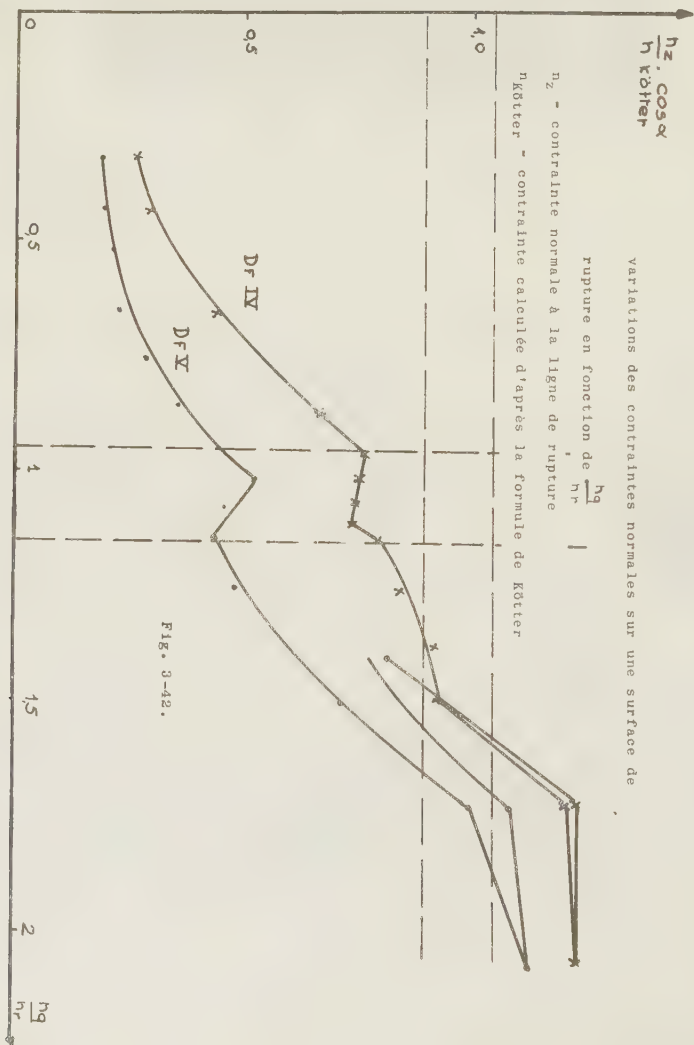
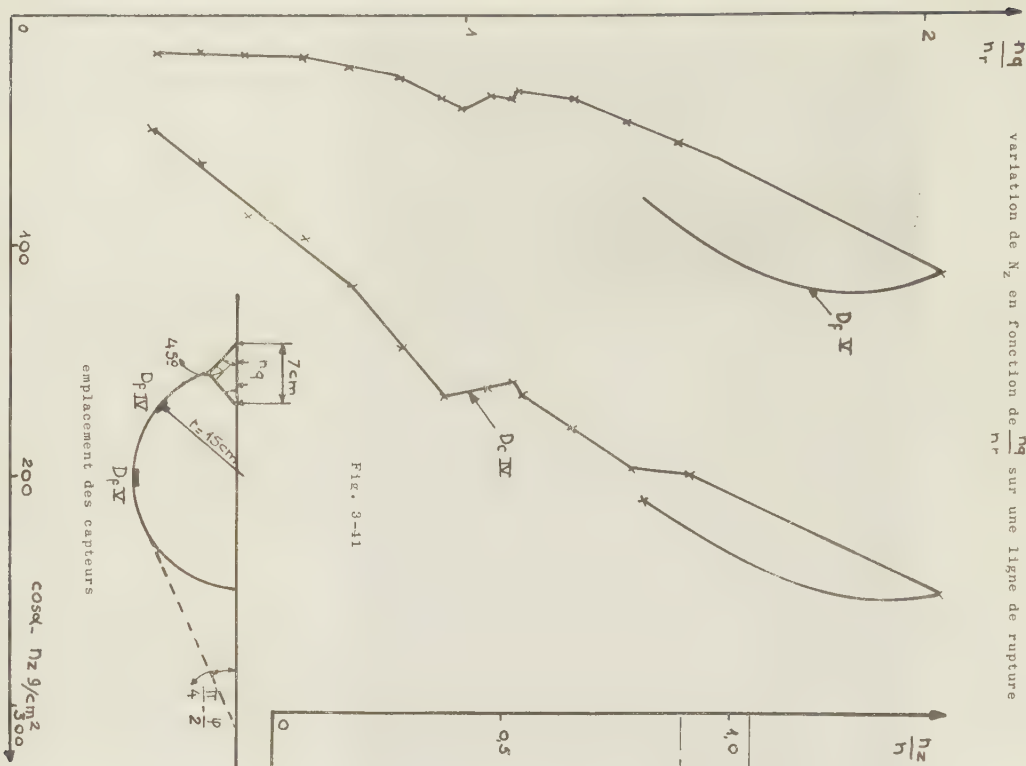


Fig. 3-40. emplacement des capteurs pour la mesure des contraintes sur un cercle de rupture étudié

série E

variation de N_z en fonction de $\frac{h_q}{h_r}$ sur une ligne de rupture



373 - RESULTATS EXPERIMENTAUX

Sur les graphiques 3-41 et 3-42, nous avons présenté les résultats obtenus par cette série d'expériences. On remarque la concordance de ces résultats avec ceux des expériences précédentes, en ce qui concerne l'allure de la courbe représentant $n_z \cos \alpha$ en fonction de $\frac{n_q}{n_r}$. Sur l'ordonnée du graphique 3-42, nous avons porté les valeurs de $\frac{n_z \cos \alpha}{n_{Kotter}}$, et en abscisse, on a donné les $\frac{n_q}{n_r}$ correspondants. D'après ces graphiques, on voit immédiatement que les résultats de nos expériences concordent avec le résultat des calculs théoriques. Une erreur qui s'introduit dans nos calculs par l'évaluation de la valeur de φ du matériau étudié en place (3525).

3731 Remarquons que l'épaisseur des membranes des dynamomètres à friction ne dépassent pas 2 mm (enveloppe protectrice comprise) et la surface de ces membranes étant parfaitement parallèles à la surface de glissement étudié dans le modèle, nous pensons que l'influence du mouvement relatif du massif au moment de rupture sur les mesures est négligeable.

374 - CONCLUSION

1 Les résultats de ces expériences confirment ceux des précédentes, en ce qui concerne les variations de n_z en fonction de $\frac{n_q}{n_r}$.

2 La valeur de la composante normale de la contrainte, sur la ligne de rupture calculée par la formule de Kötter, est très proche de celle que nous donne l'expérience.

3 Avec une mise en place étudiée, les dynamomètres à friction permettent la mesure des contraintes sur une ligne de glissement.

4 Une fois la rupture totale atteinte, l'effet d'auto-fretage (3557) diminue. Ceci explique la diminution $\frac{n_q}{n_r}$ et de $n_z \cos \alpha$ sur la ligne de glissement étudiée après la rupture.

38 CONCLUSION FINALE

Les dynamomètres à friction et les montages utilisés nous ont donné des résultats satisfaisants. Il ressort de cette étude les conclusions suivantes :

1 La limite où on peut appliquer les formules d'élasticité dans le sable s'établit d'après nos expériences entre $0,75 n_r$ et $0,80 n_r$.

2 La répartition des contraintes dans un massif de sable soumis en surface à une surcharge sur une bande indéfinie de largeur $2b$ accuse une concentration plus élevée sous la semelle que la répartition de Boussinesq.

3 Cette concentration croît avec la surcharge transmise au sable par la fondation; ceci revient à dire que le facteur d'influence $\frac{n_z}{n_q}$ de la surcharge n_q à la profondeur z augmente avec n_q sous la fondation et dans le domaine élastique.

4 - L'étude des variations de n_z en fonction du temps nous a permis de constater que n_z diminuait avec le temps pour les valeurs de $n_q > 0,67 n_r$.

5 - Les résultats obtenus nous permettent d'admettre qu'un écoulement plastique prend naissance aux environs de $\frac{n_q}{n_r} = 1$. On constate une diminution du facteur d'influence car n_z reste fixe.

6 - Nous avons observé une reprise de la résistance du sable après cet écoulement, effet que nous expliquons par la présence des parois, l'auto-fretage et l'adaptation dans le milieu sous la semelle.

7 - Nos expériences démontrent que la valeur de coefficient de poussée latérale du sable varie avec les surcharges, et que la valeur de ce coefficient pour le sable au repos est voisine de l'unité. Ce qui nous permet d'admettre la condition d'incompressibilité :

$$-\frac{\delta u}{\delta x} + \frac{\delta v}{\delta y} + \frac{\delta w}{\delta z} = 0$$

8 - Enfin, nous avons pu vérifier expérimentalement les équations de Kötter sur une ligne de rupture.

La méthode expérimentale utilisée semble correcte et doit pouvoir être utilisée pour d'autres problèmes et en particulier pour l'évolution des contraintes en fonction du temps, étude que nous avons simplement abordée.

373 - RESULTATS EXPERIMENTAUX

Sur les graphiques 3-41 et 3-42, nous avons présenté les résultats obtenus par cette série d'expériences. On remarque la concordance de ces résultats avec ceux des expériences précédentes, en ce qui concerne l'allure de la courbe représentant $n_z \cos \alpha$ en fonction de $\frac{n_q}{n_r}$. Sur l'ordonnée du graphique 3-42, nous avons porté les valeurs de $\frac{n_z \cos \alpha}{n_{K\ddot{o}t\ddot{t}e\ddot{r}}}$, et en abscisse, on a donné les $\frac{n_q}{n_r}$ correspondants. D'après ces graphiques, on voit immédiatement que les résultats de nos expériences concordent avec le résultat des calculs théoriques, que l'erreur qui s'introduit dans nos calculs par l'évaluation de la valeur de φ du matériau étudié en place (3525).

3731 Remarquons que l'épaisseur des membranes des dynamomètres à friction ne dépassent pas 2 mm (enveloppe protectrice comprise) et la surface de ces membranes étant parfaitement parallèles à la surface de glissement étudié dans le modèle, nous pensons que l'influence du mouvement relatif du massif au moment de rupture sur les mesures est négligeable.

374 - CONCLUSION

1 Les résultats de ces expériences confirment ceux des précédentes, en ce qui concerne les variations de n_z en fonction de $\frac{n_q}{n_r}$.

2 La valeur de la composante normale de la contrainte, sur la ligne de rupture calculée par la formule de Kötter, est très proche de celle que nous donne l'expérience.

3 Avec une mise en place étudiée, les dynamomètres à friction permettent la mesure des contraintes sur une ligne de glissement.

4 Une fois la rupture totale atteinte, l'effet d'auto-fretage (3557) diminue. Ceci explique la diminution $\frac{n_q}{n_r}$ et de $n_z \cos \alpha$ sur la ligne de glissement étudiée après la rupture.

38 CONCLUSION FINALE

Les dynamomètres à friction et les montages utilisés nous ont donné des résultats satisfaisants. Il ressort de cette étude les conclusions suivantes :

1 La limite où on peut appliquer les formules d'élasticité dans le sable s'établit d'après nos expériences entre $0,75 n_r$ et $0,80 n_r$.

2 La répartition des contraintes dans un massif de sable soumis en surface à une surcharge sur une bande indéfinie de largeur $2b$ accuse une concentration plus élevée sous la semelle que la répartition de Boussinesq.

3 Cette concentration croît avec la surcharge transmise au sable par la fondation; ceci revient à dire que le facteur d'influence $\frac{n_z}{n_q}$ de la surcharge n_q à la profondeur z augmente avec n_q sous la fondation et dans le domaine élastique.

4 - L'étude des variations de n_z en fonction du temps nous a permis de constater que n_z diminuait avec le temps pour les valeurs de $n_q > 0,67 n_r$.

5 - Les résultats obtenus nous permettent d'admettre qu'un écoulement plastique prend naissance aux environs de $\frac{n_q}{n_r} = 1$. On constate une diminution du facteur d'influence car n_z reste fixe.

6 - Nous avons observé une reprise de la résistance du sable après cet écoulement, effet que nous expliquons par la présence des parois, l'auto-fretage et l'adaptation dans le milieu sous la semelle.

7 - Nos expériences démontrent que la valeur de coefficient de poussée latérale du sable varie avec les surcharges, et que la valeur de ce coefficient pour le sable au repos est voisine de l'unité. Ce qui nous permet d'admettre la condition d'incompressibilité :

$$-\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

8 - Enfin, nous avons pu vérifier expérimentalement les équations de Kötter sur une ligne de rupture.

La méthode expérimentale utilisée semble correcte et doit pouvoir être utilisée pour d'autres problèmes et en particulier pour l'évolution des contraintes en fonction du temps, étude que nous avons simplement abordée.

BIBLIOGRAPHIE

DE LA 3EME PARTIE

- 1 - BOUSSINESQ (1883). Note sur la poussée horizontale d'une masse de sable, à propos des expériences de Darwin (A. C. D.).
- 2 - BOUSSINESQ (1884). Complément des précédentes notes sur la poussée des terres (Annales des Ponts et Chaussées).
- 3 - BOUSSINESQ (1885). Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques.
- 4 - BRINCH-HANSEN (1953). Earth Pressure Calculation (Copenhagen).
- 5 - BUISMAN (1952). Druckverdeelung in bouwgrond in verband met ongelyke samendruk-baarheid in horizontale en vertikale richting, De Ingenieur, 1932, n° 37.
- 6 - BURMISTER (1945). The general theory of stress in layered systems. (J.A.P.).
- 7 - CAQUOT-KERISEL (1956). Traité de mécanique des sols (Paris).
- 8 - COULOMB (1773). Essai sur une application des règles des maxima et minima à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture, Académie royale des sciences.
- 9 - COURBON. Résistance des matériaux.
- 10 - DANTU (1957). Contribution à l'étude mécanique et géométrique des milieux pulvérulents (Proc. Londres).
- 11 - FROHLICH (1934). Druckverteilung im Baugrunde, Springer, 1934.
- 12 - GERBER (1929). Untersuchungen ueber die Druckverteilung im oertlich belasteten Sand, dissertation, Technische Hochschule, Zurich.
- 13 - HABIB (1952). La résistance au cisaillement des sols (Thèse de Doctorat).
- 14 - HABIB (1953). Influence de la variation de la contrainte principale moyenne sur la résistance au cisaillement des sols. (Proc. Zurich).
- 15 - KOTTEL (1888). Ueber das Problem des Erddruckbestimmung, Verhandl. Phys. Ges. Berlin vol. 7. 1888.
- 16 - KOTTEL et SCHEIDIG (1927-1929). Druckverteilung im Baugrunde, Bautechnik, Berlin.
- 17 - L'HERMITE (1948). Considérations sur la viscosité, la plasticité et le frottement interne (A.I.T. B.T.P.).
- 18 - L'HERMITE (1953). Résistance des Matériaux.
- 19 - PRANDTL (1921). Eindringungsfestigkeit und Festigkeit von Schneiden, Zeitschrift fuer angewandte, Mathematik und Mechanik, Vol. 1, No. 1.
- 20 - RANKINE (1857 et 1874). On the stability of loose earth.
- 21 - RAVIZE (1945). Poussée des terres (Dunod-Paris).
- 22 - Soil Mechanics for road engineers (1957) London H.M.S.O.
- 23 - TCHENG (1956). Pouvoir portant d'un solide composé de deux couches plastiques différentes (Thèse de Doctorat).
- 24 - TERZAGHI (1951). Mécanique théorique des sols (Traduction) Dunod.
- 25 - TERZAGHI (1957). Mécanique des sols appliqués (Traduction) Dunod.
- 26 - TIMOSHENKO (1934). Théorie de l'élasticité.
- 27 - TSCHEBOTARIOFF (1956). Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures. Mc Graw-Hill. London. New York.

TABLE DES MATIERES

RESUME

INTRODUCTION.-

1

Objet de la présente recherche.

1ère PARTIE..

5

- 1 - Les appareils de mesure dans le sol.
- 11 - Généralités.
- 111 - Historique.
- 112 - Considérations générales sur les types de capteurs.
- 113 - Exemple et présentation de quelques capteurs utilisés pour la mesure des contraintes dans le sol.
- 12 - Les sources d'erreurs dans les mesures avec ces capteurs.
- 121 - Erreurs dues au mouvement relatif des membranes des capteurs.
- 122 - Erreurs dues au type de la membrane des capteurs.
- 1223 - Membrane flexible renforcée sur sa périphérie.
- 123 - Considérations sur le contact des grains et la membrane.
- 13 - Conclusions.

2ème PARTIE..

21

- 2 - Dynamomètre à friction.
 - 21 - Généralités.
 - 22 - Réalisation.
 - 23 - Rapport du diamètre des grains et largeur des capteurs.
 - 231 - Erreur introduite dans les mesures par ce rapport.
 - 232 - Erreur introduite dans les mesures par un fléchissement accidentel des témoins sans le sol.
- Bibliographie de la 1ère et 2ème partie.

3ème PARTIE.-

31

3 - TENTATIVES DE MESURE DES CONTRAINTES DANS UN MASSIF PULVERULENT, A L'AIDE DES DYNAMOMETRES A FRICTION.

- 31 - Généralités.
- 311 - Matériaux pulvérulents utilisés.

- 312 - Mise en place, densité des matériaux en place.
- 313 - Appareils de chargement et de mesure.
- 314 - Mise en place des dynamomètres à friction.

CHAPITRE I

39

- 32 - Répartition des contraintes sur le fond d'une caisse remplie d'un matériau pulvérulent uniformément chargé sur sa surface.
- 321 - But de ces expériences.
- 322 - Appareillage.
- 323 - Résultats des expériences de la série A.
- 324 - Remarques sur les résultats.
- 325 - Conclusions.
- 33 - Tentative de mesure des contraintes au sein d'un massif pulvérulent semi infini et horizontal, chargé à sa surface libre par une bande infinie de largeur $2b$ - But de ces expériences
- 331 - Réalisation.
- 332 - Application des charges - Cycles de chargements et de déchargements.

CHAPITRE II

53

- 34 - Etude théorique de l'équilibre des massifs pulvérulents.
- 341 - Equilibre élastique et équilibre limite des massifs pulvérulents.
- 342 - Critère d'équilibre limite des milieux continus pulvérulents.
- 343 - Calcul de la pression maximum admissible à la surface d'un matériau pulvérulent.

CHAPITRE III

68

- 35 - Résultats des expériences des séries B et C. - Préliminaire .
- 351 - Représentation graphique.
- 352 - Détermination des caractéristiques du sable après chaque mise en place.
- 353 - Effet du mode de chargement.
- 354 - Considérations générales sur les résultats obtenus.
- 355 - Tentative d'une explication générale de la nature des phénomènes observés au cours des expériences B et C.
- 357 - Valeurs expérimentales de $k = \frac{n_x}{n_z}$ coefficient de la poussée latérale du matériau.

CHAPITRE IV

87

Série D

- 36 - Recherche expérimentale du coefficient de la réaction latérale du sable au repos.
- 361 - Réalisation.
- 362 - Résultats obtenus.
- 363 - Valeur de σ , coefficient de Poisson.
- 364 - Conclusions.

CHAPITRE V

89

Série E

- 371 - Réalisation.
 - 372 - Calcul théorique des contraintes sur une ligne de rupture - (Kötter).
 - 373 - Résultats obtenus.
 - 374 - Conclusions.
 - 38 - Conclusions générales.
- Bibliographie de la 3ème partie.

DEUXIÈME THÈSE

Propositions données par la Faculté

*Forces portantes du sol de fondation et de la chaussée
en fonction de sa constitution et de son état hygrométrique.*

Vu et approuvé :

Paris, le 3 Juin 1959

Le Doyen de la Faculté des Sciences

J. PERES

Vu

et Permis d'imprimer :

*Le Recteur de l'Académie
de Paris,*

Jean SARRAILH

